



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO**

**ESCOLA POLITÉCNICA**

**Curso de Engenharia Civil**

**Departamento de Estruturas**

**DETERMINAÇÃO DA VIDA ÚTIL À FADIGA  
EM PONTE DE CONCRETO ARMADO  
CONSIDERANDO O ESPECTRO DE VEÍCULOS REAIS.**

**Igor Mastrianni de Albuquerque**

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de  
Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade  
Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos  
necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientadora: Michèle Schubert Pfeil, D.Sc.

**RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL**

**FEVEREIRO DE 2012**

DETERMINAÇÃO DA VIDA ÚTIL À FADIGA  
EM PONTE DE CONCRETO ARMADO  
CONSIDERANDO O ESPECTRO DE VEÍCULOS REAIS

Igor Mastrianni de Albuquerque

Projeto de Graduação apresentado ao corpo docente do Departamento de Estruturas da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como requisito para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Aprovado por:

---

Michèle Schubert Pfeil

D.Sc., Professora Associada, EP/UFRJ (Orientadora)

---

Sérgio Hampshire de Carvalho Santos

D.Sc., Professor Associado, EP/UFRJ

---

Ricardo Valeriano Alves

D.Sc., Professor Associado, EP/UFRJ

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

FEVEREIRO DE 2012

Albuquerque, Igor Mastrianni

Determinação da vida útil à fadiga em ponte de concreto armado considerando o espectro de veículos reais/ Igor Mastrianni de Albuquerque. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2012.

IX, 80 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadora: Michèle Schubert Pfeil

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/  
Curso de Engenharia Civil, 2012.

Referencias Bibliográficas: p. 60-62.

1. Pontes 2. Fadiga 3. Veículos Reais 4. Regra de Palmgren-Miner. I. Pfeil, Michèle Schubert, II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Título.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço à minha orientadora, Michèle Pfeil, por ter me dado a oportunidade de aprendizado que foi o desenvolvimento desse trabalho e pelo imenso esforço que teve para me ajudar a concretizá-lo, me dando as ferramentas e estando sempre disponível. Agradeço aos professores Sérgio Hampshire, Ricardo Valeriano e Ronaldo Batista por sua colaboração nesse trabalho.

Aos professores Cláudia Éboli, Ricardo Antonini, Fernando Danzinger, Michèle Pfeil, pela sua colaboração na minha formação acadêmica. Aos meus orientadores de iniciação científica nos laboratórios de geotecnia e estruturas, Ronaldo Izzo, Romildo Toledo, Eduardo Fairnbain e Maria Rita.

A meu pai, minha mãe, minha irmã Morgana, meus tios Gabriel, Cláudia, Ivan, Alexandre e Rita e toda minha imensa e alegre família, pela compreensão nos períodos em que estive ausente, e pelo incentivo que sempre me deram em toda a minha vida.

Aos meus amigos, Aline, Rafael, João, Cristhiano, Daniele, Luiza, Fabiana, William, Carol, Paola, Bruno, Rafael, Yuji, Raíssa, Alice, Eduardo, Sílvia, Lourdes, Maria, Matilde, Carlos, Lena, Daniel e outros que eu esqueci, que permaneceram ao meu lado me apoiando e me incentivando.

Aos colegas de trabalho da PCE: Luís, Frederico, Júlio, Rodrigo, Leandro, Matheus, Bianca, Dudu, Marcão, Johan, Erich, Douglas, Érica, Thais, Tiago, Sílvia e Cruz e aos ex-colegas da Casagrande: Thiago, Aline, Michel, Rodrigo, Vanessa, Julie, Robson, Elinto, Johny, Adílson, Carol, Débora, Rodrigo Martins, Margarete e João Luís Casagrande. Aos colegas da THEOPRATIQUE e da Prefeitura de Petrópolis. Agradeço também pelo apoio de Marcelo Hastings e Fernando Amorim da PCE por me permitirem me dedicar a esse trabalho quando precisei de tempo.

Agradeço a Sueli, Deborah, Rafael, Gabriel, Daniel, Márcia, Júlia e Alessandro, parentes da Rachel e agora também meus, pela preocupação e atenção que sempre me dispensaram. A Juarez e Maria Rita, sempre presentes durante meus períodos de estudo

E agradeço especialmente à minha namorada Rachel, que me fortaleceu e viveu comigo todas as alegrias e tristezas desse período de nossas vidas, e que viverá ainda muitas outras alegrias e tristezas ao meu lado.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

## DETERMINAÇÃO DA VIDA ÚTIL À FADIGA EM PONTE DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO O ESPECTRO DE VEÍCULOS REAIS.

Igor Mastrianni de Albuquerque

Fevereiro/2012

Orientadora: Michèle Schubert Pfeil, D.Sc.

Curso: Engenharia Civil

A consideração do estado limite de fadiga no dimensionamento de estruturas de pontes segundo as normas técnicas brasileiras é feita por meio da comparação entre a variação de tensões quase-estáticas nos materiais imposta por um único carregamento e um limite admissível. Uma vez que essa verificação é atendida, a estrutura é considerada como segura à fadiga mesmo para a ocorrência de um número infinito de ciclos de carregamento. Estruturas reais de pontes, entretanto, podem apresentar comportamento dinâmico e estão sujeitas a carregamentos de veículos que variam muito tanto no peso quanto na configuração de seus eixos, além de trafegarem em diferentes velocidades. Este trabalho apresenta o cálculo da vida útil à fadiga de uma ponte sujeita a passagem de veículos reais de rodovias brasileiras através da consideração do acúmulo de danos conforme a regra de Palmgren-Miner. O cálculo é feito para uma ponte de concreto armado biapoiada com duas vigas longarinas, considerando duas possibilidades de dimensionamento no estado limite último: a primeira segundo a normatização brasileira atual e a segunda considerando os materiais e os carregamentos normativos utilizados no início da década de 1980. Foram considerados os cenários em que a rodovia sofre aumento progressivo de fluxo de veículos até sua saturação, aumento no coeficiente de impacto devido a imperfeições na pavimentação e redução na área de armadura devido a corrosão do aço. Os resultados obtidos permitem uma apreciação da influência das condições de manutenção da obra na vida útil à fadiga das armaduras longitudinais de flexão.

*Palavras-chave:* Pontes. Fadiga. Veículos Reais. Regra de Palmgren-Miner.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

## FATIGUE LIFE ESTIMATION OF A SHORT SPAN REINFORCED CONCRETE BRIDGE

Igor Mastrianni de Albuquerque

February/2012

Advisor: Michèle Schubert Pfeil, D.Sc.

Course: Civil Engineering

According to Brazilian codes, the fatigue limit state in reinforced concrete members can be checked by comparing the quasi-static stress variation due to a single load model against a limit value. Bridge structures, otherwise, may display dynamic responses and are subjected to variable amplitude stress variation due to a spectrum of moving loads. The fatigue life estimation of a bridge subjected to the passage of real vehicles of Brazilian highways is performed by means of the Palmgren-Miner damage accumulation rule. The bridge is a typical 10 meter span bridge with two longitudinal beams where reinforcement area is determined in ultimate limit state in two situations: the first according to the present design code and the second with the conditions used at the beginning of the 80's. For the fatigue life estimation scenarios of increasing traffic volume and pavement and structure degradation were considered.

*Key- Words: Bridges. Fatigue life. Real Traffic. Palmgren-Miner's Rule.*

# ÍNDICE

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 Motivação .....	1
1.2 Objetivo.....	1
1.3 Organização .....	2
<b>2. FADIGA .....</b>	<b>3</b>
2.1 Definição.....	3
2.2 Fundamentos do Fenômeno .....	4
2.3 Curvas S-N.....	6
2.4 Regra de Palmgren-Miner .....	9
2.5 Métodos para a Verificação da Fadiga.....	9
2.6 Efeito da Fadiga em Pontes.....	13
2.7 Fadiga em Barras de Aço para Concreto Armado.....	15
2.8 Fadiga em Concreto .....	17
2.9 Verificação do Efeito da Fadiga em Estruturas de Concreto Armado segundo as Normas de Projeto .....	19
2.9.1 Verificação segundo a ABNT .....	19
<b>3. VEÍCULOS QUE TRAFEGAM EM RODOVIAS BRASILEIRAS.....</b>	<b>24</b>
3.1 Classes de Veículos.....	24
3.2 Dados dos Veículos.....	26
<b>4. EXEMPLO NUMÉRICO .....</b>	<b>30</b>
4.1 Descrição da Estrutura .....	30
4.2 Propriedades dos Materiais .....	31
4.3 Modelo Estrutural .....	31
4.4 Atribuição dos Carregamentos .....	33
<b>5. RESULTADOS DA ANÁLISE ESTRUTURAL .....</b>	<b>35</b>
5.1 Dimensionamento segundo a ABNT para o TB-45 .....	36
5.1.1 Dimensionamento à Flexão Simples no Estado Limite Último.....	36
5.1.2 Dimensionamento à Cortante no Estado Limite Último .....	39
5.1.3 Verificação da Fadiga da Armadura na Flexão .....	40
5.1.4 Verificação da Fadiga do Concreto à Compressão .....	41

5.1.5 Verificação da Fadiga da Armadura de Cisalhamento .....	42
5.2 Dimensionamento em E.L.U. segundo a ABNT para o TB-36.....	44
<b>6. CÁLCULO DA VIDA ÚTIL À FADIGA .....</b>	<b>45</b>
6.1 Ponte 1 .....	45
6.1.1 Vida Útil para o Espectro de Veículos .....	45
6.1.2 Vida Útil para Ponte com Ressalto .....	50
6.1.3 Vida Útil Considerando Corrosão da Armadura .....	52
6.2 Ponte 2 .....	53
6.2.1 Vida Útil para o Espectro de Veículos .....	54
6.2.2 Vida Útil para Ponte 2 com Ressalto .....	55
6.2.3 Vida Útil para Ponte 2 Considerando Corrosão da Armadura .....	55
6.3 Considerações Finais.....	56
<b>7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....</b>	<b>58</b>
7.1 Conclusões .....	58
7.2 Sugestões para Trabalhos Futuros.....	59
<b>8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>60</b>
<b>9. ANEXOS .....</b>	<b>64</b>
9.1 ANEXO A – Vida Útil da Ponte 1 para o Espectro de Veículos.....	64
9.2 ANEXO B – Vida Útil da Ponte 1 com Ressalto .....	67
9.3 ANEXO C – Vida Útil da Ponte 1 com Ressalto e Corrosão da Armadura .....	70
9.4 ANEXO D – Vida Útil da Ponte 2 para o Espectro de Veículos.....	73
9.5 ANEXO E – Vida Útil da Ponte 2 com Ressalto .....	76
9.6 ANEXO F – Vida Útil da Ponte 2 com Ressalto e Corrosão da Armadura .....	79



## ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1 –Características do carregamento cíclico</i> (BOLOTIN, 1999) .....	5
<i>Figura 2 –Funções cíclicas: (a) biarmônica; (b) caótica; (c) função por partes</i> (BOLOTIN, 1999) .....	6
<i>Figura 3 –Função cíclica contendo sub-ciclos interiores</i> (BOLOTIN, 1999) .....	6
<i>Figura 4 –Curvas S-N em escala log-log para carregamentos simétricos e pulsantes.</i> (BOLOTIN, 1999).....	7
<i>Figura 5 –Curva S-N para materiais metálicos.</i> (ESDEP, 2000). ....	8
<i>Figura 6 –Método Simplificado para Verificação da Fadiga.</i> (CEB, 1987). ....	10
<i>Figura 7 –Verificação de fadiga com curva S-N para amplitude de tensões única.</i> (CEB, 1987). ....	11
<i>Figura 8 –Verificação de fadiga utilizando espectro de tensões</i> (CEB, 1987). ....	11
<i>Figura 9 – Efeito da Fadiga e da Corrosão em Barras de aço SAE 3140 Nervuradas e Lisas na Água e Ar</i> (ESDEP, 2000).....	12
<i>Figura 10 –Variação do estado de tensões em uma ponte</i> .....	14
<i>Figura 11 –Curva S-N típica para barras de aço em concreto armado</i> (CEB,1988).....	16
<i>Figura 12 –Curva S-N típica para concreto submetido à compressão simples</i> (CEB,1988) .....	18
<i>Figura 13 – Geometria do Veículo Tipo 45 da norma brasileira</i> (ABNT,1982).....	20
<i>Figura 14 – Curva S-N para armaduras recomendada pela ABNT</i> (ABNT,2008).....	22
<i>Figura 15 – Definição das tensões de compressão utilizadas para verificação de fadiga</i> (ABNT,2008) .....	23
<i>Figura 16 –Exemplo de cavalo mecânico e algumas de suas especificações técnicas, SCANIA</i> (2012).....	24
<i>Figura 17 - Exemplo de semi-reboque, MERCEDES BENZ</i> (2012).....	25
<i>Figura 18 - Exemplo de caminhão rígido, MERCEDES BENZ</i> (2012).....	25
<i>Figura 19 –Histograma de frequência de veículos</i> ROSSIGALI(2006).....	27
<i>Figura 20–Dados geométricos dos veículos,</i> (ROSSIGALI, 2006). ....	27
<i>Figura 21– Percentuais de peso por eixo do veículo</i> (ROSSIGALI, 2006). ....	28
<i>Figura 22–Seção transversal do tabuleiro</i> .....	30
<i>Figura 23–Modelo Estrutural</i> (SAP2000, 2009). ....	31
<i>Figura 24–Frequência x Excentricidade de passagem dos veículos</i> (TOLEDO, 2011). ....	32
<i>Figura 25–Seção transversal da barreira lateral</i> (TOLEDO, 2011).....	33
<i>Figura 26–Envoltória de momentos fletores.</i> (SAP2000, 2009). ....	35
<i>Figura 27–Esforços característicos solicitantes da viga principal devido à carga móvel TB-45</i> (SAP2000, 2009). ....	35
<i>Figura 28– Disposição geométrica das barras da armadura principal.</i> ....	38
<i>Figura 29–Definição das tensões de compressão para verificação da fadiga no concreto.</i> (ABNT, 2008). ....	42
<i>Figura 30, Desnível causado por movimentação da junta de dilatação em ponte da rodovia BR-458</i> (LIMA, et. al., 2007). ....	50
<i>Figura 31, Efeito da qualidade do pavimento no fator de amplificação dinâmica</i> (PFEIL, et. al., 2007). ....	51
<i>Figura 32, Fator de amplificação dinâmica em função do peso do veículo em ponte de 10m de vão</i> (Adaptado de PFEIL, et. al., 2007). ....	51

# **1. INTRODUÇÃO**

## **1.1 Motivação**

A vida útil da estrutura de uma ponte rodoviária depende diretamente da variação cíclica de tensões imposta aos elementos estruturais pelo tráfego de veículos. Os esforços levados em conta para o projeto são determinados por modelos de cálculo com base em veículos padrão, fatores de amplificação dinâmica e coeficientes de segurança estabelecidos por normas técnicas, que através dessas variáveis procuram simular o efeito do tráfego ao longo do tempo.

Entretanto, o veículo padrão da norma brasileira não foi estabelecido para representar os veículos reais, nem para ações nos estados limites últimos e nem para ações em serviço, as quais originam as citadas variações de tensões que podem levar à fadiga.

Dessa forma, torna-se oportuna uma verificação de segurança à fadiga considerando a passagem de veículos reais.

## **1.2 Objetivo**

Esse trabalho objetiva determinar a vida útil com relação à fadiga de uma ponte de concreto armado projetada de acordo com os parâmetros normativos brasileiros através da consideração do tráfego de veículos reais e das condições de pavimentação encontrados nas rodovias brasileiras. Para esta consideração utilizou-se uma base de dados desenvolvida por ROSSIGALI (2006) a partir de condições de peso de veículos em movimento publicado por DNIT (2001).

A configuração do tabuleiro da ponte adotada como exemplo segue o padrão atual do DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes) com pista de 12 metros de largura. A estrutura é composta de duas vigas longarinas biapoiadas com vão de dez metros, quatro transversinas e com tabuleiro integralizado às vigas. Foram consideradas duas obras com a mesma geometria, uma projetada para ação do carregamento TB-45, denominada Ponte 1, e outra para o TB-36, denominada Ponte 2.

A Ponte 2 projetada para a ação do TB-36 representa um conjunto de pontes executadas no início da década de 1980 já com o modelo de pista com 12m de largura

enquanto a Ponte 1 representa as obras projetadas a partir de 1984, quando a norma NBR 7187 substituiu o TB-36 pelo TB-45.

O histograma das solicitações foi obtido por análise estrutural do modelo da ponte sob ação de carregamento de pesos dos veículos que compõem a citada base de dados. O cálculo dos danos devidos a esses esforços foi determinado por meio da regra de Palmgren-Miner. Para as verificações normativas, foram utilizados os documentos publicados pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

### **1.3 Organização**

O trabalho será organizado em sete capítulos.

Após a introdução no capítulo 1, o capítulo 2 apresentará o fenômeno da fadiga e o processo através do qual ela se desenvolve em diferentes materiais. Será desenvolvido o conceito das curvas S-N e da regra de Palmgren-Miner. O capítulo apresentará também os métodos para a verificação do estado limite de fadiga e a maneira como essa verificação é feita pelas normas técnicas.

O capítulo 3 diz respeito aos veículos que trafegam em rodovias brasileiras, suas características físicas e dados estatísticos sobre suas ocorrências obtidos de postos de monitoramento de tráfego.

A partir do capítulo 4 serão desenvolvidos os cálculos do exemplo numérico. Esse primeiro descreverá as propriedades da estrutura e de seu modelo de análise. O quinto capítulo apresenta a análise estrutural, o dimensionamento das estruturas e as verificações à fadiga.

No sexto capítulo serão feitos os cálculos de vida útil à fadiga e o sétimo apresentará as conclusões.

## **2. FADIGA**

### **2.1 Definição**

O fenômeno da fadiga é associado à repetição de ações dinâmicas. É um processo de modificações progressivas e irreversíveis que ocorre na estrutura de um material quando este é submetido ciclicamente a variações de tensões. Essas modificações podem acarretar na formação de fissuras internas ou no aumento delas, o que, caso o número de ciclos de tensões seja suficientemente grande, pode conduzir a fraturas no material (ESDEP, 2000; LARANJEIRAS, 1991).

Segundo BRANCO *et al.* (1999) a fadiga de um material é a falha mais comum dentre as diferentes falhas de componentes mecânicos. Em obras civis a fadiga deve ser observada em estruturas sujeitas a carregamentos cíclicos, em especial pontes rodoviárias e ferroviárias e pontes rolantes, que têm uma variação grande de tensão do seu estado permanente para o estado solicitado pelas cargas móveis. A ruptura de estruturas à fadiga é perigosa por caracterizar-se pela fragilidade. BRANCO *et al.* (1999) afirmam que mesmo em materiais dúcteis, nem sempre é possível observar diferenças evidentes no comportamento das estruturas quando estas se encontram próximas à falha por fadiga. Além disso, nesses materiais a fadiga pode ocorrer devido a tensões muito mais baixas do que sua tensão de escoamento.

O estudo do fenômeno da fadiga foi iniciado pelo engenheiro alemão August Wöhler (1819-1914) que estudou a ruptura de eixos ferroviários. No período de 1858 a 1860, Wöhler fez o primeiro estudo experimental sobre danos em materiais submetidos a carregamentos cíclicos. Wöhler introduziu o conceito das curvas de fadiga, que são diagramas onde são relacionados a magnitude dos ciclos de tensão e o número de ciclos necessários para levar o material à ruptura. Até hoje as curvas de Wöhler são amplamente utilizadas e aplicadas à análise estrutural. (BOLOTIN, 1999)

BOLOTIN (1999) ressalta a importância de diferenciar dois tipos de fadiga: a fadiga de alta ciclagem (clássica) e a de baixa ciclagem. “Se as deformações plásticas são pequenas e localizadas na vizinhança da ponta da fissura enquanto a maior parte do corpo se deforma elasticamente, então o corpo está submetido a fadiga de alta ciclagem. Se o carregamento cíclico é acompanhado por deformações elasto-plásticas na massa do corpo, então ele está submetido a fadiga de baixa ciclagem. Usualmente denominamos

fadiga de baixa ciclagem aquela em que o número de ciclos necessários para o início de uma fissura visível ou até a ruptura final é menor do que  $10^4$  ou  $5 \times 10^4$  ciclos”.

## 2.2 Fundamentos do Fenômeno

Os tipos de dano e de ruptura dependem de fatores ambientais. A maioria dos materiais tem um aumento de plasticidade quando submetidos a altas temperaturas, metais apresentam deformações e polímeros apresentam comportamento termo-plástico. Já a baixas temperaturas a plasticidade dos metais diminui e a ruptura frágil se torna mais provável. Se um elemento estrutural está submetido ao mesmo tempo a carregamentos cíclicos e a variações térmicas, acontece um fenômeno misto, como a fadiga por fluência, fluência acelerada por vibrações e termo-fadiga (BOLOTIN, 1999). Uma combinação de fenômenos extremamente desfavorável para metais é a associação de fadiga com corrosão. A ESDEP (2000) afirma que a fadiga em metais sujeitos a corrosão acontece com mais facilidade do que nos materiais íntegros.

A fadiga é um processo de acumulação de danos gradual que ocorre em diversos estágios desde a escala microestrutural até a escala dos componentes estruturais. Geralmente podem ser distinguidos três ou quatro estágios de danos de fadiga. BRANCO *et al.* (1999) sugere a seguinte denominação para esses estágios:

- Nucleação da trinca;
- Crescimento da trinca;
- Propagação da trinca;
- Ruptura Final.

No primeiro deles, a acumulação de danos acontece no nível da microestrutura do material. Os danos são dispersados pela massa do corpo começando pelas áreas submetidas à maior tensão. No final desse estágio se observa a nucleação de fissuras a nível macroscópico.

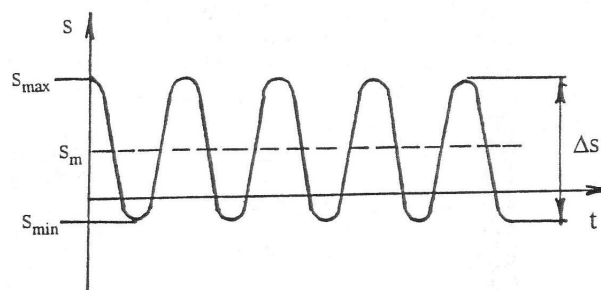
O segundo estágio é o crescimento das trincas cuja profundidade é pequena em relação à sua seção transversal. As dimensões destas fissuras são similares à escala de

microestruturas características, por assim dizer, a diversos diâmetros de grãos. Essas fissuras são denominadas microfissuras.

O número de microfissuras em um corpo pode ser grande, e o seu padrão de propagação é diferente do de macrofissuras plenamente desenvolvidas, pois microfissuras se propagam através de materiais heterogêneos. Muitas delas são interrompidas ao encontrarem obstáculos, mas um número grande de microfissuras se transforma em longas macrofissuras que são grandes concentradores de tensões. Esse processo forma o terceiro estágio.

O quarto estágio é a fratura final de maneira abrupta devido a concentrações de tensões ou quando a resistência do material à fratura é ultrapassada. (BOLOTIN, 1999)

A figura 1 apresenta uma forma típica de carregamento cíclico. Um ciclo de carregamento se define como o segmento compreendido entre dois picos ou dois vales do gráfico do ciclo de carregamento. O carregamento cíclico é normalmente descrito pela variação de tensão  $\Delta s$ . A razão  $R$  entre a tensão mínima e a máxima também é uma característica significativa. Para carregamentos simétricos,  $R=-1$ , e para carregamentos onde ocorrem apenas tensões não negativas  $R>0$ . A variável tempo é útil quando a interação entre a fadiga e outros fenômenos dependentes do tempo são considerados.



*Figura 1 –Características do carregamento cíclico(BOLOTIN, 1999)*

Os carregamentos cíclicos não necessariamente são harmônicos como o anteriormente apresentado. Os carregamentos devidos a efeitos naturais não têm suas características perfeitamente regulares. A figura 2 ilustra três tipos de carregamento cíclico: biarmônica, caótica e em forma de função por partes.

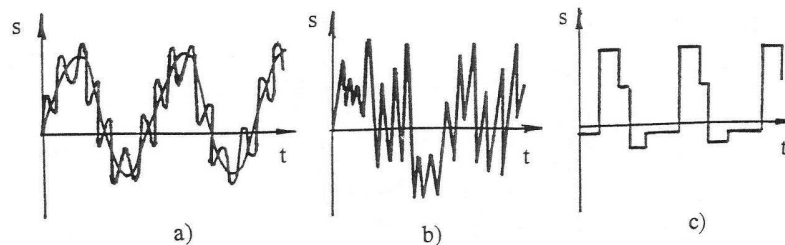


Figura 2 – Funções cíclicas: (a) biarmônica; (b) caótica; (c) função por partes (BOLOTIN, 1999)

Além da sua natureza irregular, podem ser encontradas formas de carregamento cíclico onde pequenos sub-ciclos são identificados em sincronia com o ciclo principal. É o caso da variação de temperaturas, por exemplo, onde ocorrem as variações diárias em paralelo com as variações sazonais. A figura 3 ilustra um carregamento cíclico contendo ciclos interiores.

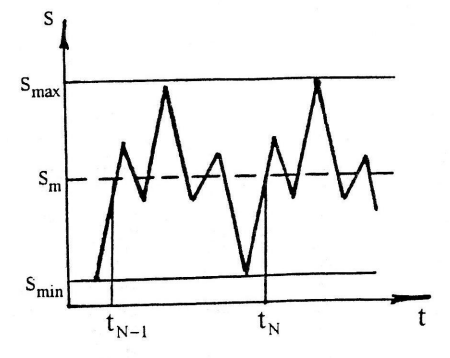


Figura 3 – Função cíclica contendo sub-ciclos interiores (BOLOTIN, 1999)

### 2.3 Curvas S-N

As curvas S-N (*Stress x Number of cycles*) relacionam o número de ciclos necessários para causar a fratura por fadiga, denominado  $N$ , e a variação de tensões  $S$  imposta por um carregamento harmônico (igual a  $\Delta S$  na figura 1). Essas curvas são obtidas a partir de ensaios experimentais de amostras do material sujeitas a variação constante de tensão. (ESDEP, 2000)

Os parâmetros para projetos com consideração da fadiga são baseados em ensaios padronizados. As dimensões e a forma dos corpos de prova, os procedimentos para produzi-los, a metodologia dos ensaios e a análise dos resultados são

regulamentados. Como exemplo, podem ser citados os ensaios da *American Society of Testing Materials* (ASTM), da *American Society of Mechanical Engineers* (ASME) e da *Deutsches Institut für Normung* (DIN). (BOLOTIN, 1999)

As curvas S-N são apresentadas em escala logarítmica ou log-log. A figura 4 apresenta duas curvas S-N típicas para carregamentos simétricos ( $s_{\min}=-s_{\max}$ ,  $R=-1$ ) e para carregamentos pulsantes ( $s_{\min}=0$ ,  $R=0$ ). Para cada nível de tensão um grupo de corpos de prova é ensaiado e para cada grupo o número de ciclos  $N$  é estimado.

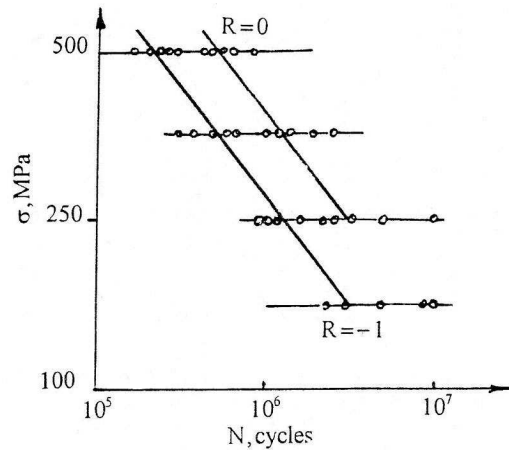


Figura 4 –Curvas S-N em escala log-log para carregamentos simétricos e pulsantes. (BOLOTIN, 1999).

Em um gráfico log-log a curva se aproxima a uma reta regida pela expressão 1: (BOLOTIN, 1999).

$$N = N_b \left( \frac{S_b}{S} \right)^m \quad (1)$$

O valor  $m$  é o expoente da curva de fadiga, usualmente entre 6 e 12.  $N_b$  é uma constante adimensional e  $S_b$  uma constante com unidade de tensão.  $N$  e  $S$  são respectivamente o número de ciclos e a tensão no material.

BOLOTIN (1999) afirma que há evidências de que para alguns materiais estruturais como aço-carbono, o início das microfissuras não acontece se a amplitude das tensões for suficientemente pequena. Pode-se dizer que nesses casos há um limite para as tensões abaixo do qual a ruptura por fadiga não acontece mesmo para um grande



número de ciclos. Curvas S-N nesses casos têm a tendência de aproximarem-se a uma assíntota horizontal com o valor desse limite, chamado tensão de corte.

Para esses materiais a curva S-N apresenta equações diferentes para cada um dos trechos. A figura 5 apresenta uma curva S-N semelhante às curvas adotadas pelas normas técnicas para a verificação do estado limite de fadiga em elementos estruturais metálicos.

No primeiro trecho, a curva de limite de resistência à fadiga tem um expoente  $m=3$ . A curva segue com essa inclinação até atingir o limite de fadiga para amplitude constante,  $\Delta\sigma_D$ . Essa tensão representa um limite para o qual carregamentos que geram tensões com a mesma amplitude para todos os ciclos não causam fadiga.

O segundo trecho da curva, com expoente  $m=5$ , acontece entre  $\Delta\sigma_D$  e  $\Delta\sigma_L$ . Essa última é a tensão de corte da curva. Para esse novo limite, um material sujeito a um carregamento qualquer, mesmo que não tenha variações de tensões constantes para todos os ciclos, tem segurança à fadiga garantida se todas essas variações de tensões estiverem abaixo de  $\Delta\sigma_L$ .

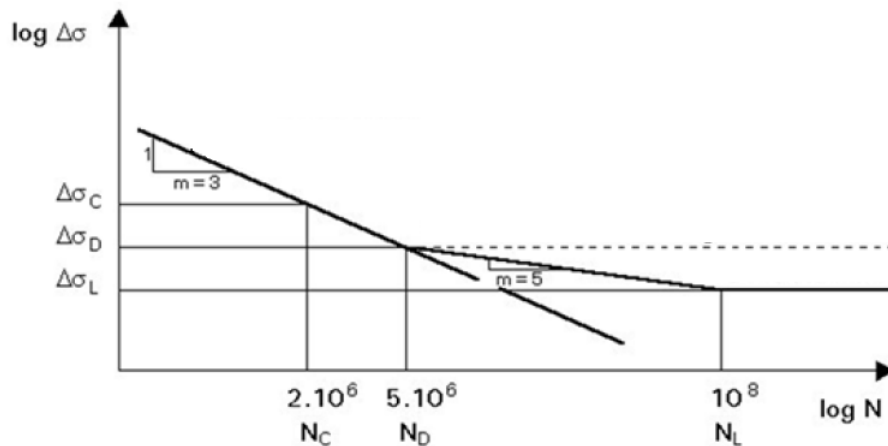


Figura 5 –Curva S-N para materiais metálicos. (ESDEP, 2000).

Quando o carregamento não for constante e apresentar ciclos de tensão acima da tensão de corte, a verificação não pode ser feita apenas com base nos limites de tensão  $\Delta\sigma_D$  e  $\Delta\sigma_L$ . Nesse caso todas as combinações tensão/número de ciclos devem ser analisadas para garantir a segurança à fadiga. O processo de acumulação de danos de Palmgren-Miner é apropriado para essa verificação (ESDEP, 2000). Do mesmo modo

deve ser feita a análise para materiais que não apresentam tensões de corte, como o concreto.

## 2.4 Regra de Palmgren-Miner

A regra de Palmgren-Miner é utilizada para a determinação do dano imposto na estrutura por carregamentos com variações não uniformes de tensão. Baseada no fato de que a fadiga consiste em um processo progressivo, o método considera que os danos sofridos pelo material vão sendo acumulados conforme sejam aplicados os ciclos de carregamento. Assim sendo, uma vez que se determina o número  $N$  de ciclos necessários para levar a estrutura à ruptura por fadiga, para uma certa variação de tensões, pode-se determinar dano acumulado  $D$  relacionando-o linearmente com o número de ciclos experimentados  $n$ , conforme a expressão 2 (BRANCO *et al.*,1999):

$$\sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} = D \quad (2)$$

Observa-se que o limite da segurança à fadiga é atingido quando  $D=1$ .

A vida útil à fadiga de uma estrutura pode, então, ser determinada como o inverso do valor do dano acumulado, conforme a expressão 3:

$$VU = \frac{1}{D} \quad (3)$$

Esse critério permite avaliar a fração de vida útil gasta pela estrutura, bem como estimar os danos por ela experimentados em função de sua idade. Se o valor de  $n$  na expressão 2 for apresentado em veículos por ano, a vida útil  $VU$  calculada através da expressão 3 retornará a idade em anos da ponte em que se espera que seja consumida a vida útil da estrutura.

## 2.5 Métodos para a Verificação da Fadiga

Com o conhecimento do funcionamento das curvas S-N, do limite inferior de amplitude de tensões para fadiga com número infinito de ciclos característico de alguns

materiais e da regra de Palmgren-Miner, é possível estabelecer parâmetros para o projeto de elementos estruturais com segurança contra a fadiga. O CEB (1987) esclarecia que essa verificação pode ser feita de três maneiras, em três diferentes níveis de precisão e complexidade.

O primeiro deles é o chamado Método Simplificado. Conforme LARANJEIRAS (1991) este é aplicável para carregamentos com número de ciclos de repetições inferior a cem milhões de ciclos. Para materiais que como o aço têm uma tensão de corte, a fadiga pode ser avaliada simplesmente comparando a máxima variação de tensões causada pelo carregamento e comparada com essa tensão limite. A figura 6 apresenta um exemplo onde o espectro dos carregamentos tem sua tensão máxima,  $\max \Delta \sigma$ , inferior à tensão de corte  $\Delta \sigma_{fat}$ . Para esse caso a segurança está verificada sem a necessidade de uma análise mais detalhada.

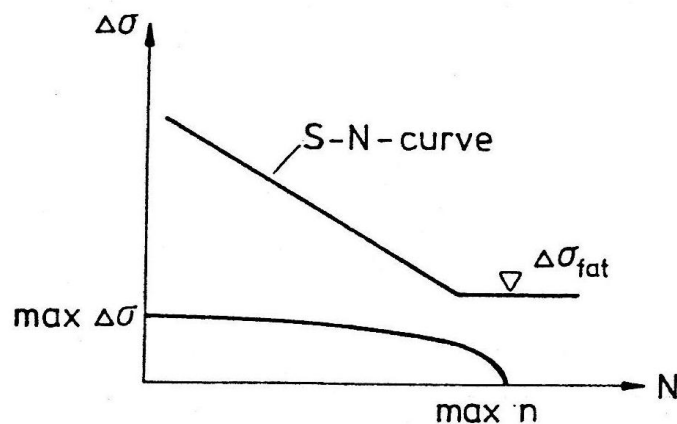


Figura 6 –Método Simplificado para Verificação da Fadiga. (CEB, 1987).

O segundo método é equivalente ao procedimento para verificação de estruturas sujeitas a carregamentos que geram amplitudes de tensão constantes (CEB, 1987). Consiste em verificar a tensão gerada por um ciclo de carregamento e compará-la com o limite do material para tensões de ciclos constantes,  $\Delta \sigma_{(\max n)}$ . Se  $\max \Delta \sigma$  for inferior a esse limite o material é seguro do ponto de vista da fadiga. A maioria das normas técnicas determina um carregamento de fadiga, que deve ser levado em conta no projeto de elementos estruturais. Esse carregamento tem a característica de gerar, para uma quantidade de ciclos determinada, o mesmo dano que seria gerado pelo espectro de veículos ao longo da vida útil da estrutura. A vantagem é que com um carregamento que

gera variação de tensões constante é possível verificar a fadiga comparando essa tensão com o limite  $\Delta\sigma_{(\max n)}$ . A figura 7 ilustra o segundo método de verificação.

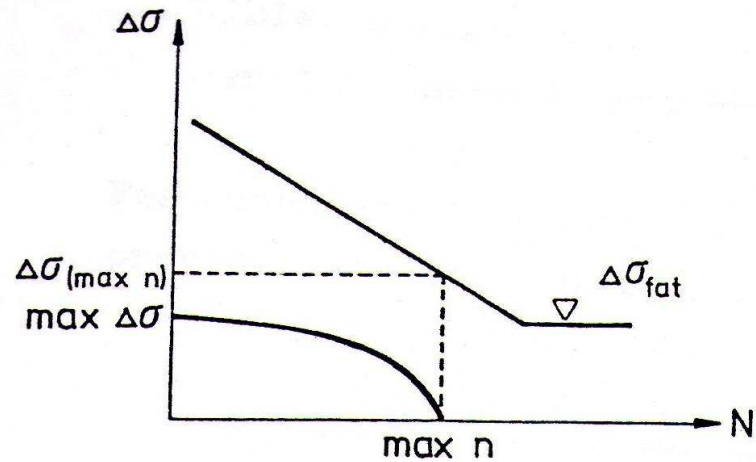


Figura 7 –Verificação de fadiga com curva S-N para amplitude de tensões única. (CEB, 1987).

O terceiro e mais preciso procedimento é o que utiliza o espectro de variação de tensões. O método leva em conta a vida útil projetada, o espectro de variações de tensão e a curva S-N adequada para o projeto e utiliza os conceitos da regra de Palmgren-Miner. O procedimento é representado na figura 8 e estará atendido se a expressão 4 for verificada.

$$\sum \frac{n_k(\Delta\sigma_k)}{N_k(\Delta\sigma_k)} \leq 1 \quad (4)$$

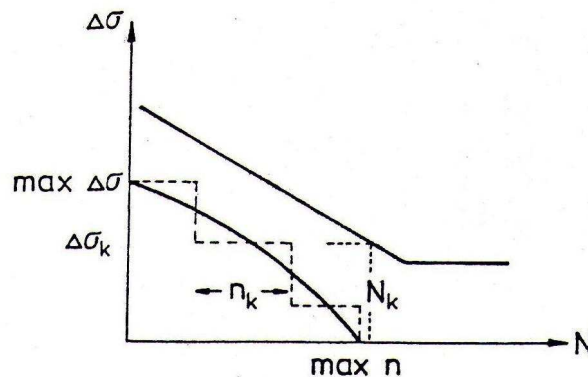
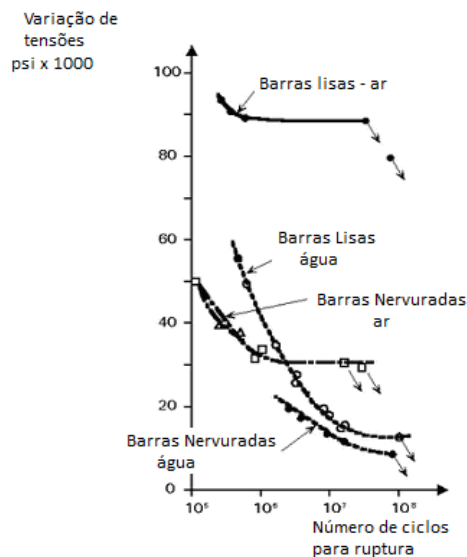


Figura 8 –Verificação de fadiga utilizando espectro de tensões (CEB, 1987).

Para projetistas interessados em verificações mais precisas, as normas recomendam curvas S-N que podem ser utilizadas para verificar a segurança à fadiga. Na disponibilidade de dados mais precisos em relação ao tráfego de veículos em rodovias, as normas ABNT (2008), EUROCODE (1995) e AASHTO (2007) consideram válida a hipótese da regra de Palmgren-Miner para o projeto de estruturas de concreto armado e protendido. Entretanto não existem dados que permitam a elaboração de projetos seguros utilizando essa metodologia, devido mesmo à natureza variável do tráfego de veículos e da dificuldade de se prever com precisão o seu aumento.

É importante ressaltar que os ensaios de fadiga são geralmente executados com barras íntegras expostas ao ar. Nas situações de serviço, entretanto, essas barras podem estar sujeitas ao mesmo tempo à fadiga e à corrosão. A ESDEP (2000) afirma que a associação de fadiga e corrosão é típica de metais em meio ativo ou sujeito a umidade. Corrosão em água doce ou água salgada pode ter um efeito extremamente negativo na resistência à fadiga de um material. Até mesmo a água destilada pode reduzir a resistência à fadiga de alta ciclagem de um material a menos de dois terços do seu valor quando o material está em ar seco. A norma brasileira, considerando esse efeito, recomenda limites de tensão inferiores para armaduras de vigas em ambientes marinhos, que estão mais sujeitas à corrosão.



*Figura 9 – Efeito da Fadiga e da Corrosão em Barras de aço SAE 3140 Nervuradas e Lisas na Água e Ar (ESDEP, 2000)*

A figura 9 apresenta uma comparação entre os limites de variação de tensões x número de ciclos necessários para a ruptura de barras lisas e nervuradas em dois meios: ar e água. Observa-se que a maior segurança em relação à fadiga acontece para barras lisas no ar, que é o caso menos sujeito à corrosão. Por outro lado, barras nervuradas submersas, que dentre os casos analisados é o que mais apresenta corrosão, a variação de tensões admitida pelo material é a mais baixa, mostrando que quando submetidas a corrosão o metal da barra chega à ruptura mais rapidamente.

As barras de aço em sua situação real estão, entretanto, inseridas nas vigas de concreto, que, se projetada com um revestimento adequado, oferece proteção ao aço contra a corrosão impedindo o acesso de umidade excessiva à armadura. Segundo CEB(1988) as barras ensaiadas ao ar apresentam resistência cerca de 20% menor à fadiga do que as ensaiadas nas vigas. Dessa maneira, os ensaios de tração ao ar que são mais comuns apresentam resultados a favor da segurança para o estabelecimento de diretrizes de projetos, desde que as vigas estejam íntegras e sem acesso de umidade à armadura.

## **2.6 Efeito da Fadiga em Pontes**

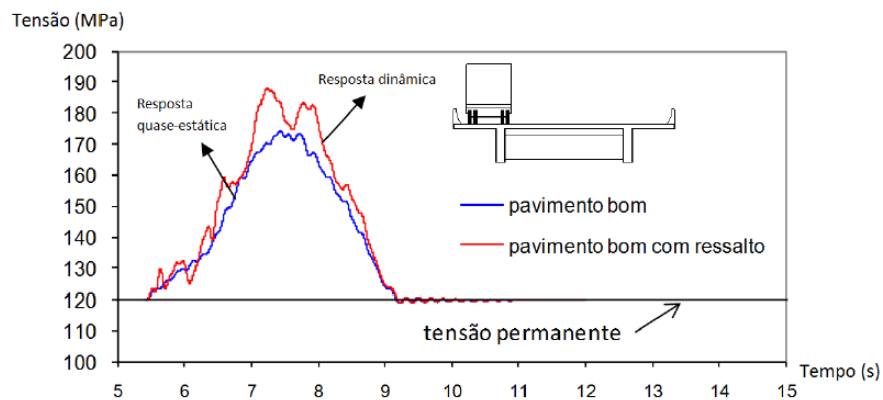
As pontes são estruturas especialmente sujeitas a fadiga devido à natureza cíclica de seus carregamentos, que consistem majoritariamente na passagem de veículos. Em sua vida útil, as cargas móveis impõem aos materiais tensões inferiores ao limite de escoamento dos materiais, porém em um número muito grande de ciclos, o que torna importante a avaliação da fadiga. As solicitações devidas ao vento nas estruturas são desprezadas pela ABNT na verificação de esforços de fadiga.

Quanto às variações de temperatura, esta pode ser relevante dependendo das condições climáticas e da geometria da ponte. Grandes variações de temperatura diárias e sazonais podem induzir nas fundações das pontes esforços cíclicos de amplitude proporcional ao vão da estrutura. (DICLELI *et al.* 2003, SOARES, 2011).

As ações dinâmicas provocam na estrutura ciclos de tensões de maneira diferente das cargas quase-estáticas. Em carregamentos quase estáticos há a geração de apenas um ciclo de tensões, enquanto em carregamentos que provocam resposta

dinâmica da estrutura, contam-se muitos ciclos de menor amplitude acoplados à variação  $\Delta\sigma$ , conforme a figura 10.

A cada passagem de veículo a estrutura da ponte sofre uma variação de tensões. Essa variação de tensões pode não ser quase-estática, com a simples variação cíclica da tensão máxima sofrida pela estrutura em relação ao seu estado permanente, mas a passagem do veículo, dependendo de certas condições, pode fazer com que a estrutura apresente vibrações durante e depois do carregamento dinâmico (PFEIL, et al., 2007). A figura 10 ilustra uma resposta em tensões no decorrer do tempo com a passagem do veículo em uma ponte com duas condições de pavimento: com e sem o ressalto no pavimento. Vê-se que a presença do ressalto induz a uma resposta dinâmica com ciclos de variação de tensões de amplitude variáveis.



*Figura 10 –Variação do estado de tensões em uma ponte.*

O tipo de resposta da estrutura à passagem dos veículos depende de alguns fatores, como:

- As características dinâmicas da estrutura, como frequência natural e de amortecimento;
- As características dinâmicas do veículo e sua velocidade de passagem;
- As condições de rugosidade do pavimento;
- A existência de discontinuidades, tais como ressalto no pavimento.

A análise estrutural de estruturas sujeitas a carregamentos móveis pode ser realizada aplicando-se um carregamento estático e majorando o valor de seus efeitos através dos coeficientes de impacto, ou coeficientes de amplificação dinâmica. Esses coeficientes são função dos fatores descritos anteriormente. Apesar disso, a norma brasileira apresenta para o seu coeficiente de impacto uma expressão que depende apenas do vão da estrutura.

Em seu trabalho, BARONI (2010) estudou a influência do estado limite de fadiga do concreto em pontes de concreto armado, simulando a passagem de veículos atuais em pontes dimensionadas em décadas anteriores. Utilizou como modelo pontes com geometrias de tabuleiro padrão em rodovias brasileiras, com diferentes vãos e configurações estruturais. Os carregamentos dos veículos tipo TB-36 e TB-45 e as propriedades dos materiais foram utilizadas conforme as características de projetos da década de 1980. BARONI (2010) concluiu que o crescimento do fluxo de veículos nas pontes está reduzindo sua vida útil, sendo especialmente prejudicadas as pontes com balanços, as projetadas para trem tipo TB-36 antes de 1985 e as pontes que estão sofrendo processo de corrosão da armadura.

TOLEDO (2010) analisou a fadiga em diversos detalhes de solda em pontes metálicas sujeitas a carregamento com espectro de veículos reais. Em seu estudo, a estimativa de vida útil para esses elementos foi sempre muito superior aos 75 anos considerados como vida útil mínima para os cálculos feitos com o procedimento da norma AASHTO (2007), levando a autora à conclusão de que a abordagem dos critérios normativos pode ser conservadora.

## **2.7 Fadiga em Barras de Aço para Concreto Armado**

LARANJEIRAS (1991) cita as principais conclusões publicadas pelo CEB(1988) a respeito do fenômeno da fadiga em barras de aço para concreto armado.

As barras nervuradas estão mais sujeitas à fadiga do que as barras lisas. Isso acontece porque as nervuras presentes nas barras para aumentar a sua aderência com o concreto, por outro lado geram locais para concentração de tensões que facilitam o início do processo de fadiga.



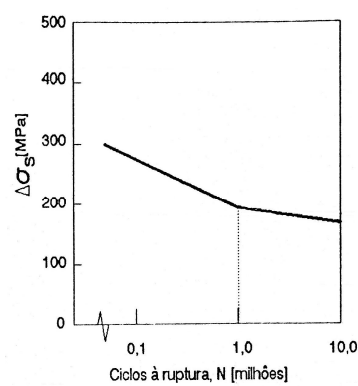
A resistência mecânica dos aços não influencia na resistência à fadiga de maneira relevante, de forma que os resultados de testes obtidos em ensaios de barras de aço podem ser adotados para as barras de resistência mecânica diferentes dos ensaiados. Em relação às telas eletrossoldadas há uma maior facilidade para o aparecimento de fissuras devido à presença de solda, que introduz concentração de tensões. O conhecimento do comportamento à fadiga de elementos estruturais armados com telas eletrossoldadas para grande número de ciclos ainda não é suficiente para se estabelecerem parâmetros para o seu dimensionamento.

A resistência à fadiga de barras de aço reduz com o aumento de seu diâmetro. CEB (1988) afirma que em geral, barras de aço de diâmetro 40mm têm tipicamente resistência à fadiga 25% menor do que barras de 16mm de diâmetro.

Barras dobradas têm resistência à fadiga inferior a barras retas. A redução dessa resistência é relacionada ao diâmetro do pino de dobramento. Resultados de ensaios indicam que para pinos com diâmetro cinco vezes superior ao da barra, a resistência é reduzida em cerca de 68%, enquanto que para diâmetros de dobramento iguais a 25 vezes o diâmetro da barra não se observam diferenças em relação às barras retas.

As barras com emendas por transpasse não apresentam redução de resistência à fadiga em relação a barras sem emendas. Barras emendas por solda, entretanto, apresentaram resistência à fadiga da ordem de 50% das barras sem emendas.

A figura 11 apresenta uma curva S-N típica de barras de aço para concreto armado.



*Figura 11 –Curva S-N típica para barras de aço em concreto armado (CEB,1988)*

Observa-se que em uma curva S-N para barras de aço para concreto armado apresentam-se dois trechos, o primeiro mais inclinado e o segundo, para maiores números de ciclos, com menor inclinação. As curvas sugerem que para um número muito alto de ciclos há um limite para o número de variação de tensões capaz de levar as barras à ruptura, ao contrário do que ocorre com o concreto.

## **2.8 Fadiga em Concreto**

Segundo LARANJEIRAS (1991) o concreto se submetido repetidamente a uma carga, após um número de repetições, pode chegar à ruptura mesmo que a carga seja inferior à sua resistência estática. A resistência à fadiga do concreto é definida pela fração da resistência estática que ele consegue suportar em função do número de repetições de carregamento.

A ruptura do concreto por fadiga é caracterizada por microfissuras e, diferentemente da ruptura de aços, por deslocamentos muito maiores do que os esperados para a ruptura estática, sendo assim de natureza dúctil. Também por essa razão o fenômeno da fadiga no concreto é menos crítico do que em aços.

LARANJEIRAS (1991) cita as principais conclusões a respeito do estudo da fadiga em concreto:

A fração da resistência do concreto a esforços estáticos correspondente à sua resistência por fadiga tem aproximadamente o mesmo valor para esforços de compressão e de tração.

A figura 12 apresenta uma curva S-N típica para concretos. Através da figura se observa que em uma escala logarítmica as curvas S-N para concreto são aproximadamente lineares, indicando que, ao contrário do que se observa com o aço, o concreto não tem um limite de ciclos de tensão abaixo do qual o número de ciclos de carga pode ser considerado infinito.

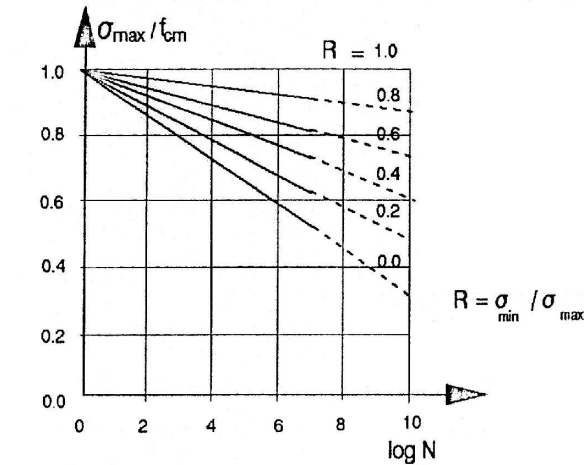


Figura 12 –Curva S-N típica para concreto submetido à compressão simples (CEB,1988)

A figura 12 é uma representação gráfica da expressão 5, proposta por TEPFERS & KUTTI (1979):

$$\frac{\sigma_{c \max}}{f_{cm}} = 1 - 0,685 \times (1 - R) \log N \quad (5)$$

Onde

$\sigma_{c \max}$  é a tensão máxima no concreto

$f_{cm}$  é a resistência média de compressão do concreto

R é a razão entre as tensões mínima e máxima

N é o número de ciclos associado à ruptura.

As resistências a carregamentos estáticos e a carregamentos dinâmicos não são afetadas por outras variáveis como dosagem, idade do corpo de prova ou condições de cura. Entretanto reduções na resistência à fadiga têm sido observadas em concretos submetidos a ambientes mais úmidos e em concretos de alta resistência.

A maioria dos ensaios de laboratório restringe-se a aplicação de cargas com amplitudes constantes, o que não ocorre nas estruturas reais, onde os carregamentos ocorrem com variações aleatórias na amplitude de tensões e nos intervalos entre elas.

Ensaaios simulando diferentes históricos de carregamentos comprovam, entretanto, que a utilização da regra de Palmgren-Miner é válida para a estimativa da vida útil à fadiga do concreto.

## **2.9 Verificação do Efeito da Fadiga em Estruturas de Concreto Armado segundo as Normas de Projeto**

Essa seção apresentará as verificações para segurança em relação ao fenômeno da fadiga em elementos de concreto armado estabelecidas pelas normas técnicas brasileira, americana e européia.

### **2.9.1 Verificação segundo a ABNT**

A verificação da fadiga pela norma brasileira é definida pelo capítulo 23 da norma NBR6118. Não são tratadas na norma as ações de fadiga de alta intensidade, que são capazes de provocar danos com menos de 20000 ciclos. A regra de Palmgren-Miner é considerada válida podendo ser considerados desprezíveis os efeitos de veículos com peso total inferior a 30kN. A verificação da fadiga pode ser feita considerando um único nível de solicitação expresso pela combinação freqüente de ações, conforme o item 11 da mesma norma. (ABNT, 2008).

O carregamento móvel é o mesmo utilizado para os estados limites últimos, conforme a norma NBR7188 posteriormente reduzido através de fatores que dependem do tipo de elemento analisado. O veículo mais adequado para vias de tráfego de caminhões pesados é o TB-45, que tem uma carga total de 450kN (equivalente ao limite de peso bruto total permitido em rodovias brasileiras) igualmente distribuída em três eixos de duas rodas cada, com espaçamento de 1,5m entre eixos e 2m entre rodas.

A figura 13 apresenta a geometria do veículo tipo brasileiro para pontes rodoviárias.

## TIPOS 45 E 30

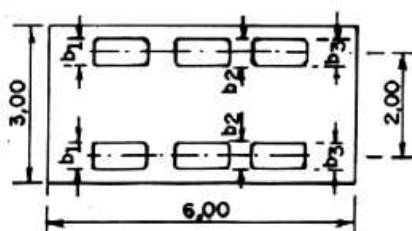
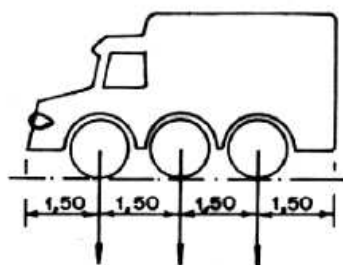


Figura 13 – Geometria do Veículo Tipo 45 da norma brasileira (ABNT,1982)

A combinação freqüente de ações para o estado limite de serviço é apresentada no item 23.5.2 conforme a relação apresentada na expressão 6:

$$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{qik} + \Sigma \psi_{2j} F_{qjk} \quad (6)$$

Os valores de  $\psi_1$  a serem adotados para pontes rodoviárias são os seguintes:

- 0,5 para vigas;
- 0,7 para transversinas;
- 0,8 para lajes de tabuleiros.

Os esforços solicitantes devem ser calculados no regime elástico. As tensões decorrentes de esforços de flexão devem ser calculadas pelo Estádio II, onde se despreza a tração do concreto, e as tensões devidas a esforços cisalhantes conforme os modelos I ou II apresentados no item 17 da norma NBR6118 com as seguintes reduções da contribuição do concreto:

- No modelo I:  $V_c$  deve ser reduzido pelo fator 0,5;
- No modelo II:  $tg \theta_{cor} = \sqrt{tg \theta} \leq 1$ .

Devendo-se adotar:

- $\gamma_f = 1$
- $\gamma_c = 1,4$
- $\gamma_s = 1$

A norma NBR6118 permite a verificação da tensão na armadura considerando um limite de tensões na armadura,  $\Delta\sigma_{sd,fad}$ , abaixo do qual a fadiga não ocorre para 2 milhões de ciclos conforme a expressão 7:

$$\gamma_f \times \Delta\sigma_{Ss} \leq \Delta\sigma_{sd,fad}^f \quad (7)$$

Sendo  $\Delta\sigma_{Ss}$  a tensão na armadura para os carregamentos e análises descritos acima. Os valores de  $\Delta\sigma_{sd,fad}$  são tabelados em função do diâmetro das barras, do raio de dobra, da agressividade do ambiente e da presença de soldas. Os valores de  $\Delta\sigma_{sd,fad}$  para armaduras passivas são apresentados na tabela 1.

Para uma verificação pelo método simplificado de armaduras passivas pela NBR6118, a variação máxima de tensões calculada conforme o procedimento descrito anteriormente deverá ser limitada, por exemplo, a 175MPa se forem utilizadas barras retas de diâmetro 25mm.

A curva S-N recomendada pela norma brasileira tem o formato ilustrado na figura 14. Os parâmetros para a curva podem ser obtidos na tabela 1.

A verificação à fadiga para o concreto à compressão é feita através das expressões 8 e 9:

$$\eta_c \gamma_f \sigma_{c\max} \leq f_{cd,fad} \quad (8)$$

$$f_{cd,fad} = 0,45 f_{cd} \quad (9)$$

Tabela 1 –Valores limites de tensão em armaduras (Adaptado de ABNT, 2008)

Armadura passiva, aço CA-50									
Valores de $\Delta f_{sd,ad,min.}$ para $2 \times 10^6$ ciclos									
MPa									
Caso	$\phi$ mm								Tipo <sup>2</sup>
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T <sub>1</sub>
Barras retas ou dobradas com: $D < 25 \phi$ $D = 5 \phi < 20 \text{ mm}$ $D = 8 \phi \geq 20 \text{ mm}$	105	105	105	105	100	95	90	85	T <sub>1</sub>
Estribos $D = 3\phi \leq 10 \text{ mm}$	85	85	85	-	-	-	-	-	T <sub>1</sub>
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T <sub>4</sub>
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T <sub>4</sub>

Tipo	$N^*$	$k_1$	$k_2$
T <sub>1</sub>	$10^6$	5	9
T <sub>4</sub>	$10^7$	3	5

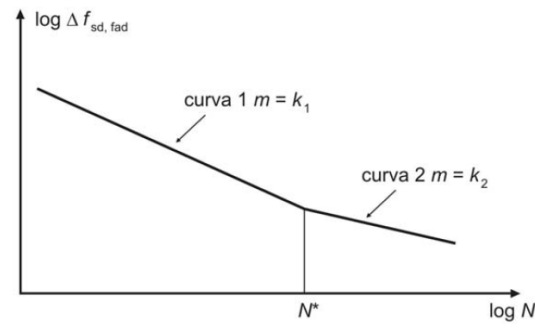


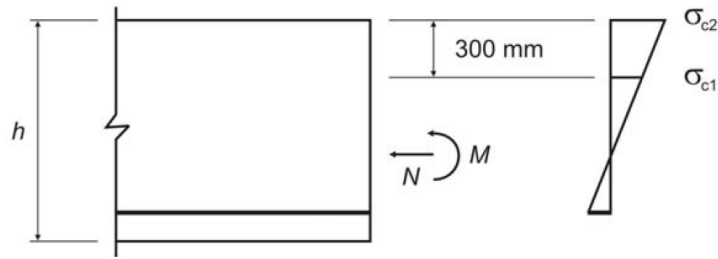
Figura 14 – Curva S-N para armaduras recomendada pela ABNT (ABNT,2008)

Sendo  $f_{cd}$  a resistência à compressão de projeto do concreto.

$$\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5 \left( \frac{|\sigma_{c1}|}{|\sigma_{c2}|} \right)} \quad (10)$$

As tensões utilizadas pela norma para a verificação, presentes na equação 10 são a menor tensão em módulo de compressão no concreto a uma distância não maior do

que 300mm da face comprimida ( $\sigma_{c1}$ ) e a maior tensão em módulo na mesma região sob a mesma combinação de cargas ( $\sigma_{c2}$ ) conforme ilustrado na figura 15.



*Figura 15 – Definição das tensões de compressão utilizadas para verificação de fadiga (ABNT,2008)*

A verificação para o concreto tracionado utiliza como parâmetros a tensão máxima de tração na seção ( $\sigma_{ct,max}$ ) e a resistência a tração de projeto do concreto para o estado limite de fadiga, definida como 30% da resistência inferior à tração de projeto do concreto, conforme as expressões 11 e 12.

$$\gamma_f \sigma_{ct,max} \leq f_{ctd,fad} \quad (11)$$

$$f_{ctd,fad} = 0,33 f_{ctd,inf} \quad (12)$$



### 3. VEÍCULOS QUE TRAFEGAM EM RODOVIAS BRASILEIRAS

Para se ter segurança quanto ao bom funcionamento das estruturas de obras de arte especiais é necessário o conhecimento das cargas a que essas estarão sujeitas.

Os caminhões que trafegam em rodovias brasileiras, segundo LUCHI (2006), não são padronizados, e apesar de existir uma classificação quanto ao número e tipo de eixos, não se tem muitas informações quanto à distribuição desses eixos.

#### 3.1 Classes de Veículos

O objetivo da classificação dos veículos é criar um sistema em que se possa fazer referência a um veículo, de maneira inequívoca. Essa informação deve contemplar características do veículo, como o número de partes que o constituem, configuração de eixos e o tipo de conexão entre as partes.

Desta maneira, de acordo com ROSSIGALI (2006), um veículo é denominado simples ou monolítico quando formado por somente uma parte. Os veículos são chamados compostos quando formados por duas ou mais partes. Nesses casos, uma unidade tratora transporta as unidades de carga. A Figura 16 apresenta um exemplo de unidade tratora. A figura 17 apresenta um exemplo de veículo composto enquanto a figura 18 exemplifica um veículo monolítico.



*Figura 16 –Exemplo de cavalo mecânico e algumas de suas especificações técnicas, SCANIA (2012)*



*Figura 17 - Exemplo de semi-reboque, MERCEDES BENZ (2012)*



*Figura 18 - Exemplo de caminhão rígido, MERCEDES BENZ (2012)*

A nomenclatura utilizada pelo DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte) é expedita: os veículos monolíticos e as ligações tipo reboque são representados pela letra C, enquanto as ligações semi-reboque são representadas pela letra S.

Para os veículos monolíticos e reboques, a letra C é precedida pelo número de eixos. No caso de reboques, após a letra C aparece também o número de eixos da unidade de carga. Como exemplo, caminhão com uma unidade tratora de dois eixos e uma unidade de carga com três eixos seria representado pela sigla 2C3. A nomenclatura dos ônibus é precedida pela letra O. Um ônibus de dois eixos seria, portanto, denominado O2C. Apesar de a nomenclatura não contemplar informações sobre a disposição dos eixos, a letra D é utilizada após a nomenclatura de ônibus e caminhões

que sejam compostos apenas por eixos duplos. Um caminhão com duas seqüências de eixos duplos será denominado 4CD.

As ligações do tipo semi-reboque são denominadas pelas letras I ou S, sendo a letra I para eixos isolados e a letra S para eixos em conjunto, em tandem ou não. (ROSSIGALI 2006). De acordo com a CONTRAN (1998), consideram-se eixos em tandem os eixos, de quatro pneumáticos cada, que constituam um conjunto integral de suspensão.

A Tabela 2 discrimina as classes de veículos conforme o DNIT.

Tabela 2- Classes de veículo conforme DNIT (ROSSIGALI 2006)

Tipo de veículo	Classes de veículos
<i>Leves</i>	Automóveis
<i>Utilitários</i>	Utilitários
<i>Ônibus</i>	O2C, O3C, O4CD
<i>Caminhões</i>	2C, 3C, 4C, 4CD, 2C2, 2C3, 3C2 e 3C3
<i>Semi-reboques</i>	2S1, 2S2, 2I2, 2S3, 2I12, 2I3, 3S1, 3S2, 3I2, 3S3, 3I12, 3I3, 7rod, 8rod, 9rod
<i>Outros</i>	Outros

### 3.2 Dados dos Veículos

O DNIT avalia o tráfego pelos Postos de Pesagem, de Contagem e de Monitoramento. Nesse trabalho serão utilizados dados do posto P51, localizado na rodovia BR-101 no norte do estado do Espírito Santo, escolhido por ROSSIGALI (2006) como representativo para o tráfego de veículos em rodovias brasileiras. A figura 19 apresenta o histograma com a frequência de passagem de veículos verificada nos postos de pesagem brasileiros.

Desprezando os veículos das classes “leve”, “utilitários” e “outros”, verifica-se na figura que os veículos pesados que aparecem com mais frequência são O2C, O3C, 2C, 3C, 2S2 e 2S3, totalizando um número de 1.100.000 veículos no período de medição, que durou trinta meses (ROSSIGALI, 2006). Para esse trabalho, serão esses os veículos considerados para a representação do tráfego de veículos real, considerando um fluxo anual proporcional de 12/30 vezes o número total de veículos (440.000). A figura 20 apresenta os dados da disposição dos eixos dos veículos considerados.

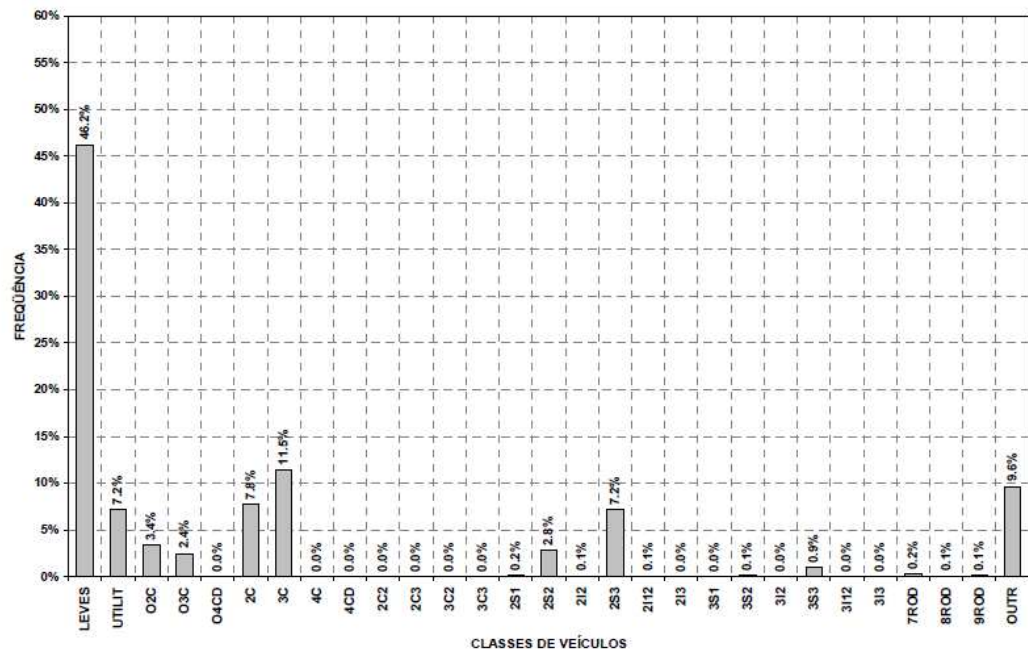


Figura 19 –Histograma de frequência de veículos ROSSIGALI(2006)

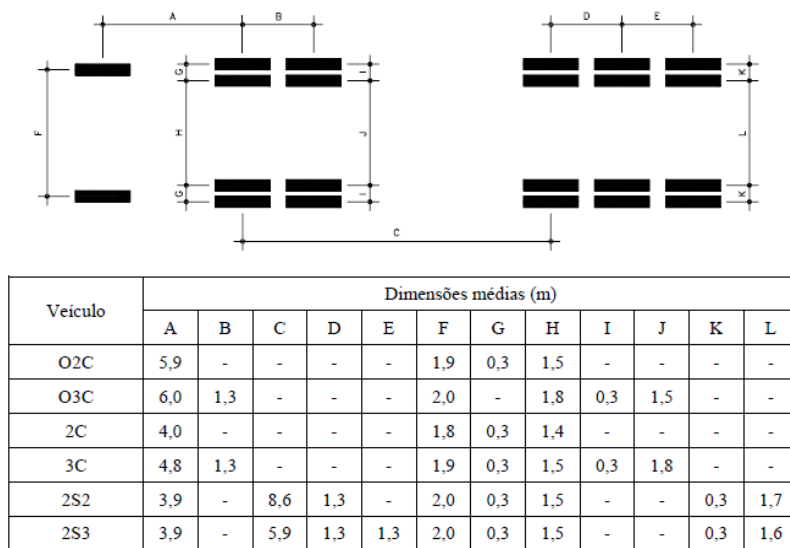
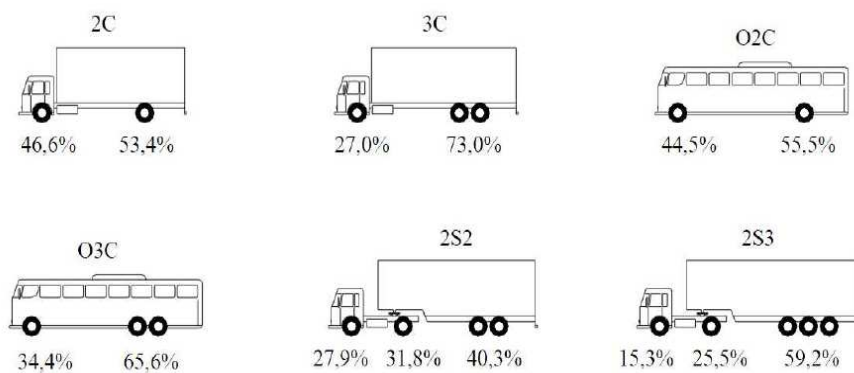


Figura 20–Dados geométricos dos veículos, (ROSSIGALI, 2006).

A figura 21 apresenta a fração do peso do veículo distribuída segundo seus eixos.



*Figura 21– Percentuais de peso por eixo do veículo (ROSSIGALI, 2006).*

As frequências de passagem e os pesos indicados nos histogramas estão resumidos na tabela 3.

Tabela 3– Frequências associadas ao peso dos veículos (ROSSIGALI, 2006).

CLASSE	PESO	FREQÜÊNCIA	CLASSE	PESO	FREQÜÊNCIA	CLASSE	PESO	FREQÜÊNCIA
O2C	22,3 kN	0,093%	O3C	22,3 kN	0,011%	2C	22,3 kN	7,790%
O2C	66,9 kN	1,305%	O3C	66,9 kN	0,313%	2C	66,9 kN	12,179%
O2C	116,0 kN	5,090%	O3C	116,0 kN	2,605%	2C	116,0 kN	2,526%
O2C	150,0 kN	0,260%	O3C	158,0 kN	1,627%	2C	150,0 kN	0,099%
O2C	164,0 kN	0,087%	O3C	183,0 kN	0,245%	2C	164,0 kN	0,085%
O2C	173,0 kN	0,015%	O3C	198,0 kN	0,175%	2C	173,0 kN	0,016%
O2C	180,0 kN	0,020%	O3C	207,0 kN	0,032%	2C	180,0 kN	0,042%
O2C	195,0 kN	0,031%	O3C	217,0 kN	0,191%	2C	195,0 kN	0,034%
O2C	218,0 kN	0,018%	O3C	229,0 kN	0,050%	2C	218,0 kN	0,014%
O2C	263,0 kN	0,016%	O3C	263,0 kN	0,237%	2C	263,0 kN	0,010%
O2C	332,0 kN	0,020%	O3C	332,0 kN	0,027%	2C	332,0 kN	0,003%
O2C	386,0 kN	0,008%	O3C	386,0 kN	0,001%	2C	386,0 kN	0,000%
O2C	446,0 kN	0,008%	O3C	446,0 kN	0,000%	2C	446,0 kN	0,000%
CLASSE	PESO	FREQÜÊNCIA	CLASSE	PESO	FREQÜÊNCIA	CLASSE	PESO	FREQÜÊNCIA
3C	22,3 kN	0,165%	2S2	22,3 kN	0,005%	2S3	22,3 kN	0,000%
3C	66,9 kN	11,021%	2S2	66,9 kN	0,111%	2S3	66,9 kN	0,037%
3C	116,0 kN	9,044%	2S2	116,0 kN	2,948%	2S3	116,0 kN	1,250%
3C	150,0 kN	10,934%	2S2	158,0 kN	1,268%	2S3	158,0 kN	0,882%
3C	164,0 kN	6,907%	2S2	190,0 kN	0,696%	2S3	190,0 kN	0,798%
3C	173,0 kN	1,524%	2S2	218,0 kN	0,440%	2S3	218,0 kN	0,575%
3C	180,0 kN	0,314%	2S2	263,0 kN	0,330%	2S3	263,0 kN	2,644%
3C	195,0 kN	0,402%	2S2	309,0 kN	0,026%	2S3	332,0 kN	8,451%
3C	218,0 kN	0,319%	2S2	338,0 kN	0,011%	2S3	386,0 kN	1,519%
3C	263,0 kN	0,186%	2S2	362,0 kN	0,004%	2S3	404,0 kN	0,143%
3C	332,0 kN	0,097%	2S2	376,0 kN	0,002%	2S3	426,0 kN	0,875%
3C	386,0 kN	0,002%	2S2	392,0 kN	0,003%	2S3	463,0 kN	0,451%
3C	446,0 kN	0,001%	2S2	446,0 kN	0,003%	2S3	490,0 kN	0,172%
TOTAL						2S3	508,0 kN	0,076%
O2C	O3C	2C	3C	2S2	2S3	2S3	526,0 kN	0,060%
6,97%	5,51%	22,80%	40,92%	5,85%	17,95%	2S3	549,0 kN	0,021%

## 4. EXEMPLO NUMÉRICO

Nesse capítulo será descrito o modelo de análise utilizado no trabalho. O modelo foi analisado com auxílio do programa SAP 2000 versão 14, *Structural Analysis Program*, baseado no método dos elementos finitos.

### 4.1 Descrição da Estrutura

O sistema estrutural escolhido foi uma ponte em concreto armado de vão de 10m com duas vigas longarinas com espaçamento de 7,5m, duas transversinas situadas de forma a dividir em três partes iguais as longarinas e duas transversinas de apoio. A largura do tabuleiro da ponte adotada foi de 13,60m com barreiras laterais de concreto nas duas extremidades.

As vigas longarinas são incorporadas à laje do tabuleiro. A laje foi adotada com espessura de 25cm com mísulas que causam um engrossamento de 20cm na região das vigas longarinas. As vigas foram adotadas com altura total (incluindo a laje) de 1,25m e espessura de 35cm. As vigas transversinas foram adotadas com seção retangular de 30x80cm. Foram utilizadas barreiras laterais de concreto armado nas extremidades e no centro do tabuleiro. A figura 22 ilustra a seção transversal do tabuleiro.

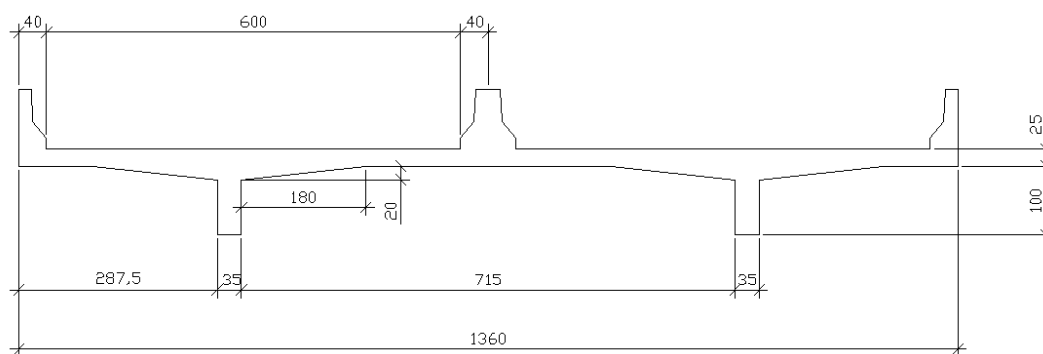


Figura 22–Seção transversal do tabuleiro.



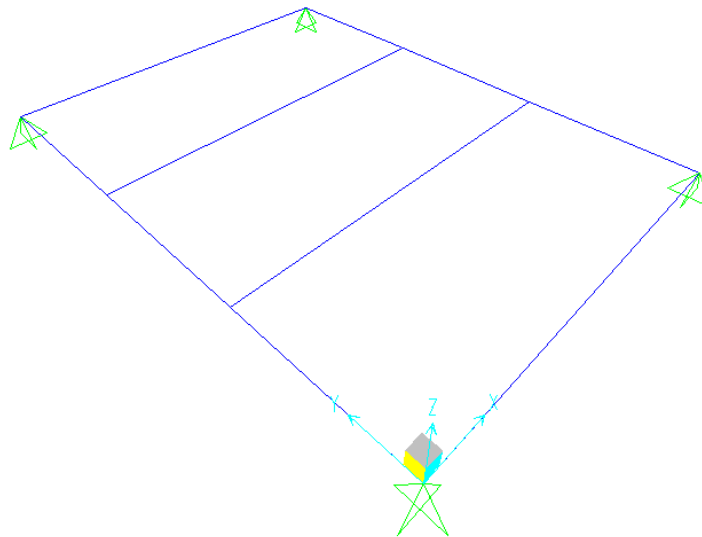
## 4.2 Propriedades dos Materiais

Os materiais utilizados para os elementos de concreto armado foram o concreto classe C25, com resistência característica à compressão,  $f_{ck}=25\text{MPa}$ , módulo de elasticidade secante  $E_{cs}=23,8\text{GPa}$  e coeficiente de Poisson  $\nu=0,2$ .

Foram utilizadas barras de aço CA-50 que, conforme a norma NBR 7480, devem ter resistência característica ao escoamento  $f_y=500\text{MPa}$  e limite de resistência  $f_u=1,1f_y$ . O módulo de elasticidade para as barras de aço utilizado foi  $210\text{GPa}$ .

## 4.3 Modelo Estrutural

As vigas longarinas e transversinas foram representadas por elementos de pórtico espacial, conforme apresentado na figura 23. Os apoios foram considerados como apoios de segundo gênero nas duas extremidades das vigas longarinas simulando o apoio simples das vigas em encontros. As vigas longarinas foram consideradas como vigas de seção T incorporadas ao tabuleiro, de maneira a considerar a contribuição da inércia da laje de concreto.



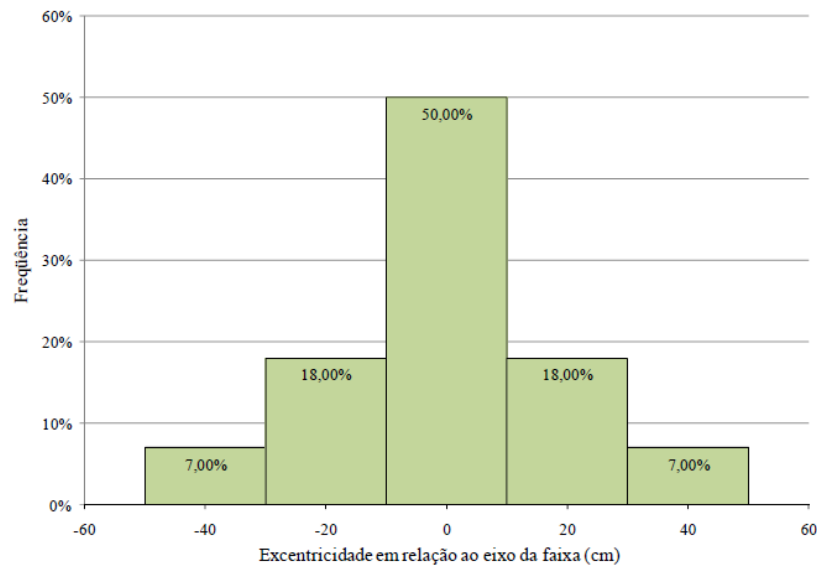
*Figura 23–Modelo Estrutural (SAP2000, 2009).*

A determinação da posição das cargas móveis na seção transversal para o dimensionamento no estado limite último foi de maneira a provocar o maior esforço, o



que equivale a posicionar o veículo tipo em uma das extremidades da pista, sobrecarregando uma das vigas, e aplicar o carregamento distribuído em toda a área do tabuleiro que ocasione esforços de momento fletor positivo nessa mesma viga, o que é feito automaticamente pelo programa de análise através da linha de influência do elemento.

Os veículos reais utilizados para o cálculo dos esforços de fadiga devem ser posicionados não na posição mais desfavorável, o que seria uma situação que não representa a realidade para um número muito grande de ciclos. TOLEDO (2011) analisou em seu trabalho os esforços gerados por veículos trafegando em diferentes posições em relação ao eixo da faixa de tráfego baseada na frequência de excentricidades na passagem dos veículos ilustrada na figura 24.



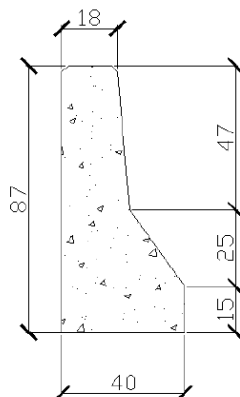
*Figura 24–Frequência x Excentricidade de passagem dos veículos (TOLEDO, 2011).*

A conclusão de TOLEDO (2011) através dos resultados da análise foi de que os veículos podem ser considerados trafegando com 100% de frequência no eixo da faixa de tráfego, uma vez que os danos obtidos em ambos os casos foram da mesma ordem de grandeza e com a excentricidade zero sendo a favor da segurança. Desse modo, a posição dos veículos adotada nesse trabalho para o cálculo da fadiga devido ao espectro real de tráfego será com o centro do veículo coincidente com o eixo da faixa.

#### 4.4 Atribuição dos Carregamentos

O carregamento permanente da estrutura contempla o peso próprio dos elementos estruturais, o peso das barreiras laterais de concreto, e a pavimentação. Esses esforços são distribuídos igualmente entre as duas vigas devido à simetria do tabuleiro.

As barreiras laterais terão a seção transversal apresentada na figura 25.



*Figura 25–Seção transversal da barreira lateral (TOLEDO, 2011).*

O carregamento linear referente ao peso próprio aplicado em cada viga deverá ser a área de meia seção do tabuleiro, incluindo as barreiras, com o peso específico do concreto armado, de  $25\text{kN/m}^3$ , além do peso das transversinas aplicados como cargas concentradas. Esses carregamentos são calculados nas expressões 13 e 14.

$$g_1 = \left( 2,86 m^2 \times 25 \frac{kN}{m^3} \right) = 71,50 \frac{kN}{m} \quad (13)$$

$$P_g = 0,5 \times \left( 0,3m \times 0,8m \times 25 \frac{kN}{m^3} \right) = 3kN \quad (14)$$

Somado à carga de peso próprio, compõem o carregamento permanente a carga de pavimentação recomendada por ABNT(2003) considerando dez centímetros de capa asfáltica nos 6m de pista, com peso específico de 24kN/m<sup>3</sup> além de uma sobrecarga de 2kPa para prever a possibilidade de recapeamentos na pista. Esse carregamento é calculado na expressão 15.

$$g_2 = \left( 0,10m \times 24 \frac{kN}{m^3} + 2 \frac{kN}{m^2} \right) \times 6m = 26,40 \frac{kN}{m} \quad (15)$$

A análise estrutural foi realizada para veículos de peso igual a 100kN com distribuição de carga por eixo conforme a figura 21. Os resultados em termos de esforços para cada tipo de veículo com peso P foram multiplicados pela razão P/100 para compor o espectro de esforços a partir da tabela 3.

Os carregamentos dos veículos tipo TB-45 e TB-36 foram atribuídos com o caminhão na posição mais desfavorável do tabuleiro e a carga distribuída foi aplicada em todo o trecho do tabuleiro onde sua presença é desfavorável, conforme as definições da norma NBR7187.

O coeficiente de impacto adotado foi o recomendado pela norma NBR7187 assumindo o seguinte valor apresentado na expressão 13, para  $l=10m$ :

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times 10 = 1,33 \quad (16)$$

## 5. RESULTADOS DA ANÁLISE ESTRUTURAL

Para o carregamento permanente os esforços foram calculados diretamente para uma viga biapoiaada, conforme as expressões 17 e 18:

$$M_{gk} = \frac{(g_1 + g_2) \times (10m)^2}{8} + P_g \times \frac{10m}{3} = 1234kNm \quad (17)$$

$$V_{gk} = \frac{(g_1 + g_2) \times 10m}{2} + P_g = 493kN \quad (18)$$

Os resultados da análise estrutural para os carregamentos móveis serão apresentados a seguir. A figura 26 ilustra a envoltória de momentos fletores devido a cargas móveis, cujo valor máximo varia para cada caso de carregamento. A figura 27 apresenta a envoltória de esforços para a carga móvel segundo ABNT (1982).

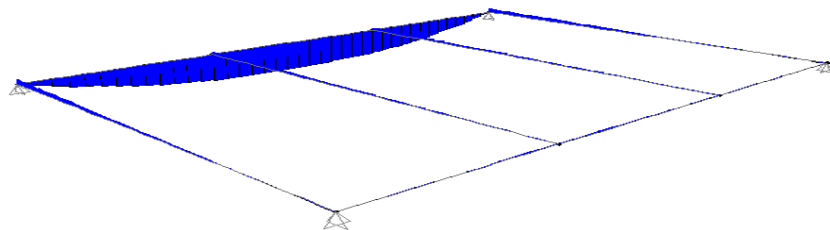


Figura 26–Envoltória de momentos fletores. (SAP2000, 2009).

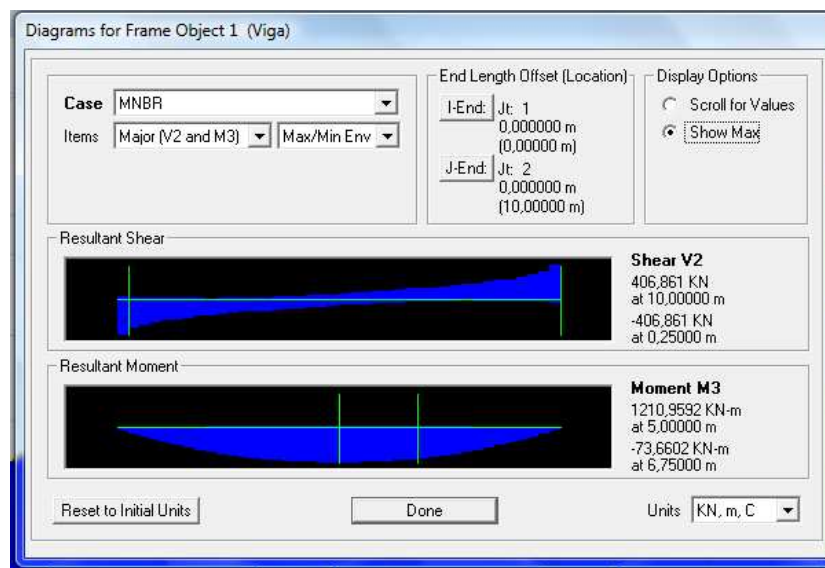


Figura 27–Esforços característicos solicitantes da viga principal devido à carga móvel TB-45 (SAP2000, 2009).

Um resumo dos resultados da análise é apresentado na tabela 4.

*Tabela 4 –Valores nominais dos esforços resultantes para TB-45, TB-36 e veículos reais com peso 100kN (SAP2000, 2009)*

VALORES NOMINAIS DOS ESFORÇOS RESULTANTES		
Caso	Momento fletor máximo (kNm)	Esforço cortante máximo (kN)
TB-45	1211	407
TB-36	970	327
O2C*	98	37
O3C*	129	42
2C*	147	49
3C*	145	48
2S2*	89	30
2S3*	110	33
*(Obs.: veículo com peso total igual a 100kN sem coeficiente de impacto)		

## 5.1 Dimensionamento segundo a ABNT para o TB-45

O dimensionamento da estrutura para os estados limites últimos será feito conforme as recomendações das normas NBR6118 e NBR7187, e para os cálculos será utilizado o software Mathcad versão 14.

### 5.1.1 Dimensionamento à Flexão Simples no Estado Limite Último

Os coeficientes de segurança segundo as referências normativas devem ser os seguintes:

$\gamma_f = 1,5$  para as ações devidas a carregamentos móveis;

$\gamma_f = 1,4$  para as ações permanentes;

$\gamma_c = 1,4$  para a minoração da resistência do concreto;

$\gamma_s = 1,15$  para a minoração da resistência do aço;

Combinações de ações:

$M_{gk} = 1234 \text{ kNm}$  – Momento fletor característico devido à carga permanente

$M_{qk}=1211\text{kNm}$  – Momento fletor característico devido à carga móvel

O Momento fletor de projeto será:

$$M_d = 1,4 \times M_{gk} + 1,5 \times M_{qk} = 3544,1\text{kNm}$$

Propriedades da seção:

$b_w=0,35\text{m}$  – Largura da alma

$L_0=10\text{m}$  – Vão teórico da ponte

$b_f = b_w + 2(L_0/10) = 2,35\text{m}$  – Largura teórica da mesa

$h=1,25\text{m}$  – Altura da viga

$h_f=0,25\text{m}$  – Altura da mesa de compressão

$d = h - 0,15\text{m}$  – Altura útil

Dimensionamento à flexão:

O cálculo da profundidade da linha neutra é feito através das equações 19, 20 e 21.

$$k_{Md} = \frac{M_d}{b_f \times d^2 \times f_{cd}} \quad (19)$$

$$k_x = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \frac{k_{md}}{0,85}}}{0,8} \quad (20)$$

$$x = k_x d \quad (21)$$

$$k_{md} = 0,07$$

$$k_x = 0,107$$

$$x = 0,118\text{m} \leq 0,8h_f$$

Com a profundidade da linha neutra inferior a 0,8 vezes a altura da mesa, podemos dimensionar a seção como retangular com o auxílio das expressões 22 e 23.

$$k_z = 1 - 0,4k_x \quad (22)$$

$$A_{s_{nec}} = \frac{M_d}{k_z d \times \frac{f_y k}{\gamma_s}} \quad (23)$$

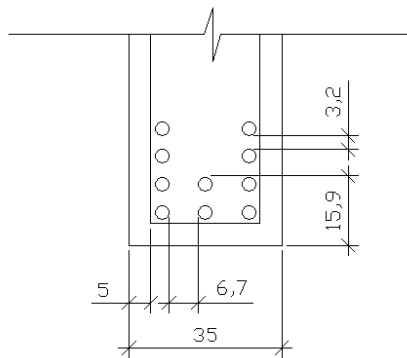
$$A_{s_{nec}} = 77 \text{ cm}^2$$

A armadura superior foi adotada como a armadura mínima da laje do tabuleiro, considerando a altura média da mesa de 30cm:

$$A_{s_{\min}} = 0,15\% b_f 0,3m = 10,6 \text{ cm}^2$$

A figura 28 apresenta a disposição na viga de 10 barras de 32mm de diâmetro, que equivalem a 80cm<sup>2</sup>. O centro de gravidade do conjunto de barras conforme a figura está distante 15,9cm da face inferior da viga. Como esse valor foi adotado como 15cm nos cálculos anteriores, o dimensionamento não precisa sofrer alterações.

Para os cálculos desse trabalho, entretanto, a armadura adotada será igual à armadura necessária, apesar de isso não ser possível com a utilização de barras de aço com dimensões comerciais. Essa simplificação permite que a comparação entre as armaduras das pontes 1 e 2 seja mais precisa.



*Figura 28– Disposição geométrica das barras da armadura principal.*

### 5.1.2 Dimensionamento à Cortante no Estado Limite Último

O dimensionamento à cortante será feito conforme o Modelo I recomendado pela norma NBR 6118.

Combinações de ações:

$V_{gk}=493\text{kN}$  – Esforço cortante característico devido à carga permanente

$V_{qk}=407\text{kN}$  – Momento fletor característico devido à carga móvel

O esforço cortante de projeto será:

$$V_d = 1,4 \times V_{gk} + 1,5 \times V_{qk} = 1301\text{kN}$$

Propriedades dos materiais:

$$f_{ctm} = 0,3 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2,565\text{MPa} \quad \text{Resistência média de tração do concreto}$$

$$f_{ctk \text{ inf}} = 0,7 \times f_{ctm} = 1,795\text{MPa} \quad \text{Resistência inferior de tração do concreto}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk \text{ inf}}}{\gamma_c} = 1,282\text{MPa} \quad \text{Resistência a tração do concreto de projeto}$$

$$f_{yw} = 500\text{MPa} \quad \text{Tensão característica de escoamento do aço}$$

Propriedades da seção:

$$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d = 296\text{kN} \quad \text{Resistência da seção ao cisalhamento}$$

Dimensionamento à cortante:

A resistência ao esforço cortante da seção de concreto relativa à compressão diagonal das bielas é:

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b \times d = 1671\text{kN} \geq V_d$$

Para estribos a 90° temos:



$$A_{sw} = \frac{V_d - V_c}{0,9d \times \frac{f_{ywk}}{\gamma_s}} = 23,4 \text{ cm}^2 / m$$

### 5.1.3 Verificação da Fadiga da Armadura na Flexão

Esforços Solicitantes:

$$M_{gk} = 1234 \text{ kNm}$$

$$M_{qk \max} = 1211 \text{ kNm}$$

$$M_{qk \min} = -73 \text{ kNm}$$

$$\psi_1 = 0,5$$

Os momentos fletores mínimo e máximo para a verificação de fadiga são:

$$M_1 = M_{gk} + \psi_1 \times M_{qk \min} = 1198 \text{ kNm}$$

$$M_2 = M_{gk} + \psi_1 \times M_{qk \max} = 1840 \text{ kNm}$$

Propriedades dos materiais:

A relação  $n$  entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto será considerada igual a 10, conforme recomendação da NBR6118:

Verificação:

Os cálculos para o estado limite de fadiga são feitos com a consideração da seção fissurada e desprezando a resistência à tração do concreto, conforme a expressão 24 (SUSSEKIND, 1981). Do regime elástico linear, temos a equação para a profundidade da linha neutra,  $x$ , em função das propriedades geométricas da seção e da armadura de flexão inferior,  $A_{s, \inf}$  e superior,  $A_{s, \sup}$ :

$$b_f \cdot x \cdot \frac{x}{2} + n \cdot A_{s \sup} (x - d_{\sup}) - n \cdot A_{s \inf} (d - x) \quad (24)$$

$$x = 0,235m$$

Com a linha neutra se encontrando na mesa, temos o seguinte cálculo apresentado na expressão 25 para o módulo de inércia (SUSSEKIND, 1981):

$$J = \frac{b_f \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{s,inf} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{s,sup} \cdot (x - d_{sup})^2 \quad (25)$$

$$J = 0,068m^3$$

As tensões na armadura inferior mínima,  $\sigma_{inf1}$ , e máxima,  $\sigma_{inf2}$ , serão calculadas conforme as expressões 26 e 27:

$$\sigma_{inf1} = n \frac{M_1 \cdot (d - x)}{J} = 152,2MPa \quad (26)$$

$$\sigma_{inf2} = n \frac{M_2 \cdot (d - x)}{J} = 233,8MPa \quad (27)$$

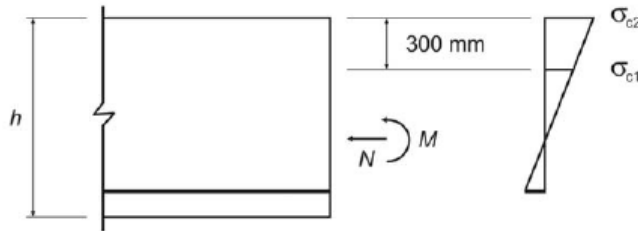
A diferença entre a máxima e a mínima tensão experimentadas pela armadura,  $\Delta\sigma_s$ , é comparada com o limite estabelecido pela norma NBR6118 para barras retas com diâmetro 25mm,  $\Delta\sigma_{s,fad, min}$ .

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{inf1} - \sigma_{inf2} = 81,6MPa$$

A variação de tensões é inferior a 50% do limite estabelecido de 175MPa. Portanto a estrutura está segura quanto à fadiga e não há necessidade de aumento na armadura.

#### 5.1.4 Verificação da Fadiga do Concreto à Compressão

Para a verificação do concreto são utilizadas como parâmetro as tensões de compressão máxima e a mínima a uma distância não superior a 300mm da face na seção dimensionante, conforme a figura 29.



*Figura 29–Definição das tensões de compressão para verificação da fadiga no concreto. (ABNT, 2008).*

Conforme os cálculos para o estado elástico, temos:

$$\sigma_{c1} = \frac{M_2 \times 0}{J} = 0$$

$$\sigma_{c2} = \frac{M_2 \times x}{J} = 6,4MPa$$

A verificação à fadiga conforme a NBR6118 é apresentada abaixo na expressão 28:

$$\eta_c \times \sigma_{c \max} \leq f_{cdfad} \quad (28)$$

Onde

$$f_{cdfad} = 0,45 \times f_{cd} = 8MPa$$

$$\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5 \left( \frac{\sigma_{c1}}{\sigma_{c2}} \right)}$$

$$\eta_c \times \sigma_{c \max} = 4,2MPa \leq f_{cdfad} = 8MPa$$

A tensão máxima definida pela norma é cerca de 50% do limite estabelecido. A verificação à fadiga do concreto à compressão está, então, atendida.

### 5.1.5 Verificação da Fadiga da Armadura de Cisalhamento

Conforme as combinações para estados limites de serviço, temos:

$$V_{gk} = 493kN$$

$$V_{qk \max} = 407kN$$

$$V_{qk \min} = 0$$

$$V_1 = 1,00 \times V_{gk} + \psi_1 \times V_{qk \max} = 697kN$$

$$V_2 = 1,00 \times V_{gk} + \psi_1 \times V_{qk \min} = 493kN$$

Do dimensionamento ao esforço cortante temos:

$$V_c = 296kN$$

$$A_{sw} = 24.6 \frac{cm^2}{m}$$

As tensões mínimas e máximas na armadura de cisalhamento são calculadas conforme as expressões abaixo. Para o caso de valores menores do que zero, é adotado o valor zero. (ABNT, 2007)

$$\sigma_{sw \max} = \frac{V_1 - 0,5 \times V_c}{A_{sw} \times 0,9 \times d} = 225MPa$$

$$\sigma_{sw \min} = \frac{V_2 - 0,5 \times V_c}{A_{sw} \times 0,9 \times d} = 142MPa$$

A variação de tensões é comparada com o limite estabelecido por norma de 85MPa para estribos.

$$\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{sw \max} - \sigma_{sw \min} = 83,6MPa$$

Como essa variação é menor do que o limite estabelecido, a estrutura está segura em relação à fadiga dos estribos. Observa-se, entretanto, que a variação de tensões solicitante é superior a 98% da variação de tensões limite. Comparando-se este percentual com os obtidos para armadura de flexão e para o concreto (cerca de 50%) concluir-se-ia que pelos critérios da norma brasileira, a fadiga, se ocorrer, se daria primeiro nos estribos. Esta metodologia de cálculo da NBR 6118 admite a hipótese de que para ação das cargas permanentes a estrutura já se encontra com a formação dos mecanismos de treliça, o que não é esperado para projetos em que estados limites últimos (ELU) são considerados com os coeficientes de segurança adotados convenientemente.

A continuidade desse trabalho focalizará apenas na fadiga das armaduras de flexão.

## 5.2 Dimensionamento em E.L.U. segundo a ABNT para o TB-36

Seguindo o mesmo procedimento para o dimensionamento para os esforços devidos ao TB-36, utilizando o  $f_{ck}$  de 20MPa, o Momento fletor de projeto será:

$$M_d = 1,4 \times M_{gk} + 1,5 \times M_{qk} = 3183kNm$$

As armadura inferior necessária é obtida conforme a expressão 23:

$$k_{md} = 0,078$$

$$k_z = 0,952$$

$$A_{s_{nec}} = 70cm^2$$

Para essas características, a posição da linha neutra e o momento de inércia da seção serão  $x=0,225m$  e  $J=0,063m^3$ .

## 6. CÁLCULO DA VIDA ÚTIL À FADIGA

### 6.1 Ponte 1

Nessa seção será calculada a vida útil à fadiga considerando o espectro de veículos reais para uma Ponte 1, dimensionada para TB-45 com resistência característica à compressão do concreto igual a 25MPa.

#### 6.1.1 Vida Útil para o Espectro de Veículos

A verificação da vida útil à fadiga considerando o espectro de veículos reais foi feita com base na regra de Palmgren-Miner, conforme o seguinte procedimento:

Para cada tipo de veículo de peso igual a 100kN, a análise do capítulo anterior aponta um momento fletor máximo e um esforço cortante máximo resultantes, considerando o peso de 100kN. Esses esforços foram denominados M100 e V100. Para obter o momento e a cortante relativos a cada um dos pesos, P, com que o veículo aparece nos dados dos postos de monitoramento, foi feita uma relação direta com o esforço para 100kN conforme as expressões 25 e 26:

$$M = M_{100} \times \frac{P}{100kN} \quad (25)$$

$$V = V_{100} \times \frac{P}{100kN} \quad (26)$$

Para os esforços de flexão foram então obtidas as tensões na armadura principal através do cálculo para o estado elástico, conforme a expressão 27 (SUSSEKIND,1981):

$$\Delta\sigma = n \times \frac{M(d-x)}{J} \quad (27)$$

Onde:

- $\Delta\sigma$  é a variação de tensões experimentada pela armadura para a passagem do veículo;
- M é o momento fletor devido à passagem do veículo;
- n é a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto;

- $d$  é a altura útil da viga;
- $x$  é a posição da linha neutra no Estádio II em relação à face superior;
- $J$  é o módulo de inércia da seção fissurada.

Com a tensão proporcionada pela passagem de cada veículo, podemos calcular o número de ciclos da curva S-N recomendada pela norma brasileira associada a essa tensão utilizando a expressão 1 reapresentada abaixo.

$$N = N_b \left( \frac{S_b}{S} \right)^m$$

Onde:

- $N$  é o número de ciclos associados à ruptura por fadiga;
- $S$  é a tensão na armadura devido à passagem de um veículo ( $\Delta\sigma$  calculada no item anterior);
- $m$  é o expoente recomendado pela norma NBR6118 para curvas S-N. Para o caso da armadura principal,  $m=5$  para variações de tensão maiores do que a tensão associada a um milhão de ciclos e  $m=9$  para variação de tensões inferiores.
- $N_b$  e  $S_b$  são as constantes recomendadas pela norma para a curva S-N, provenientes da tabela 23.2 da NBR6118 apresentada na tabela 1. Para os casos de barras retas de diâmetro 32mm utilizadas na armadura principal das vigas, a tabela associa o valor de 2 milhões de ciclos à variação de tensão de 190MPa. Teremos então os valores:  $N_b=10^6$  e  $S_b=190\text{MPa}$ .

Multiplicando a frequência de passagem de cada veículo pelo número total de veículos (440.000) que passam pela ponte em um ano, temos todos os dados para utilizar a regra de Palmgren-Miner fazendo o somatório de  $n/N$  para cada veículo, obtendo assim o valor do dano  $D$  causado à estrutura.

Por fim, a vida útil é calculada para cada um dos casos através da relação  $VU=1/D$ .

O anexo A, através das tabelas 13, 14, 15, 16, 17 e 18, apresenta os cálculos para a vida útil à fadiga para os esforços de momento fletor para uma ponte dimensionada para TB-45 submetida ao tráfego de veículos reais com o coeficiente de impacto conforme recomendado por ABNT (2003).

A tabela 5 apresenta o resumo dos resultados e o cálculo da vida útil para os esforços de momento fletor.

*Tabela 5 – Resumo de danos acumulados para esforços de momento fletor.*

<b>Resumo de danos acumulados</b>	
Vida útil para momentos fletores com coeficiente de impacto segundo ABNT	
Ponte1	
<b>Veículo</b>	<b>Dano Anual</b>
O2C	1,07E-08
O3C	5,36E-08
2C	1,33E-08
3C	6,67E-07
2S2	4,11E-09
2S3	8,54E-06
Dano Anual Acumulado Total	9,28E-06
<b>Vida Útil (anos)</b>	<b>107.719</b>

Este resultado foi obtido com a consideração do espectro de veículos registrado no posto P51 no norte do estado do Espírito Santo por volta e 2002 (ROSSIGALI, 2006). Com esses dados, chegou-se à conclusão de que a vida útil da estrutura seria alcançada em um valor esperado de cerca de 100 mil anos de sua liberação, o que equivale à passagem de  $N_v = 47,4 \times 10^9$  veículos considerando que o fluxo de veículos se mantém inalterado ao longo de sua vida útil. Deve-se lembrar, porém, que o fluxo de veículos tem a tendência de aumentar com o tempo.

Nessa seção será feita uma análise considerando um crescimento arbitrário de 5% no fluxo de veículos anual da rodovia, baseado na tabela 6 com dados da Associação Brasileira de Concessionárias de Rodovias (ABCR, 2012) que registrou um aumento de cerca de 6% no fluxo de veículos em rodovias pedagiadas no ano de 2012. O valor do fluxo será limitado à capacidade da rodovia com estimativa recomendada pela norma americana AASHTO(2007).



Tabela 6– Crescimento do fluxo de veículos em rodovias pedagiadas (ABCR, 2012).

Período	LEVES	PESADOS	TOTAL
Dezembro/11 sobre Dezembro/10	2,9%	4,0%	3,1%
Dezembro/11 sobre Novembro/11 c/ ajuste sazonal	0,2%	0,7%	0,5%
Últimos doze meses	6,5%	6,8%	6,6%

Segundo AASHTO (2007) estudos apontam para uma limitação física de fluxo de veículos por dia em uma faixa de tráfego rodoviária, ASDTT, de 20.000 veículos. A saturação de uma faixa de tráfego,  $ASD_{TT_{sl}}$  deve ser determinada pela expressão 28:

$$ASD_{TT_{sl}} = ASDTT \times p \quad (28)$$

Onde p é um coeficiente que considera o número de faixas na rodovia, tomado como p=1 para uma faixa de tráfego.

Considerando essa limitação diária, com 365 dias por ano, pode-se fazer uma estimativa do fluxo máximo anual de veículos a ser considerado da seguinte maneira:

$$N_{sat} = 20.000 \times 365 = 7.300.000$$

O histograma apresentado na figura 19 indica que a relação de veículos pesados em função do número total é de 47,1%, se forem descontadas as frações de veículos leves e utilitários (ROSSIGALI, 2006). A saturação de veículos pesados para a rodovia passa então a assumir o valor calculado pela expressão 29:

$$N_{max,ano} = 0,471 \times 7.300.000 = 3.438.300 \quad (29)$$

O cálculo da idade da ponte na qual será alcançado esse número é calculada pela expressão do enésimo termo de uma progressão geométrica, conforme a expressão 30:

$$a_n = a_1 \times q^{n-1} \quad (30)$$

Onde

$a_n$  é o enésimo termo da progressão geométrica;

$a_1$  é o primeiro termo e

q é a razão da progressão.

Fazendo o enésimo termo igual à saturação da via, de 3.438.300 veículos, o primeiro termo igual ao fluxo de veículos anual considerado como 440.000 e a razão de 1,05 adotada, temos que a saturação será atingida no ano 43 da construção da ponte.

A soma dos veículos que passaram pela ponte até essa idade é calculada através da expressão da soma dos termos de uma progressão geométrica, conforme a expressão 30:

$$N_1 = \frac{a_1 \times (q^n - 1)}{q - 1} \quad (31)$$

Fazendo  $N_1$  igual ao número de veículos até o ano 43 encontramos o valor de 66.355.369.

Para atingir o número de ciclos equivalente à ruptura por fadiga, subtraindo o número de ciclos atingido no ano 43, podemos calcular o tempo necessário para a ruptura por fadiga esperada dividindo esse valor de ciclos restante pelo fluxo de veículos com a via saturada. Dessa forma, a vida útil considerando o aumento de tráfego  $VU_{sat}$  pode ser calculada como na equação 32:

$$VU_{sat} = t_{sat} + \frac{VU \times F - N_1}{F_{sat}} \quad (32)$$

Onde

$F$  é o fluxo de veículos registrado nos postos de monitoramento, equivalente a 440.000 veículos por ano;

$VU$  é a vida útil calculada para o fluxo de veículos constante igual a  $F$ ;

$F_{sat}$  é o fluxo de veículos com a via saturada, igual a 3.438.300 veículos por ano;

$t_{sat}$  é o tempo para que o fluxo de veículos atinja  $F_{sat}$  igual a 43 anos;

$N_1$  é o número de veículos que passou pela via em um tempo igual a  $t_{sat}$  igual a 66.355.369 veículos.

Através desse cálculo, a vida útil à fadiga da Ponte 1 considerando o tráfego com aumento anual de 5% tem valor esperado de cerca de 13,8 mil anos de idade da ponte.

### 6.1.2 Vida Útil para Ponte com Ressalto

Deve-se acrescentar que os cálculos dos itens anteriores foram feitos para o coeficiente de impacto proposto pela norma brasileira NBR6118, calculado conforme a expressão 16 recomendada por ABNT (2003). Os valores desse coeficiente, entretanto, podem ser bem maiores se a ponte apresentar, por exemplo, um ressalto na cabeceira da obra. A figura 30 apresenta um exemplo de um desnível na pista em uma junta de dilatação de uma ponte.



*Figura 30, Desnível causado por movimentação da junta de dilatação em ponte da rodovia BR-458 (LIMA, et. al., 2007).*

A figura 31 mostra o fator de amplificação dinâmica (FAD) em função de  $f_v/F_e$ , ou seja, a frequência fundamental de vibração de flexão vertical do veículo e a frequência natural da estrutura para pavimentos bons, ruins e bons com ressaltos em uma ponte de vão de 10m (PFEIL, et. al., 2007). Estes resultados foram obtidos por análise da interação veículo-pavimento-estrutura considerando um veículo 3C e passando pela ponte com velocidade constante de 80km/h. Observa-se que para pavimento bom os FADs ficaram abaixo do recomendado pela norma, representado na figura pela linha tracejada. Por outro lado, o coeficiente de impacto devido à passagem de veículos em pavimentos com ressaltos ficaram muito maiores do que o coeficiente de impacto recomendado.

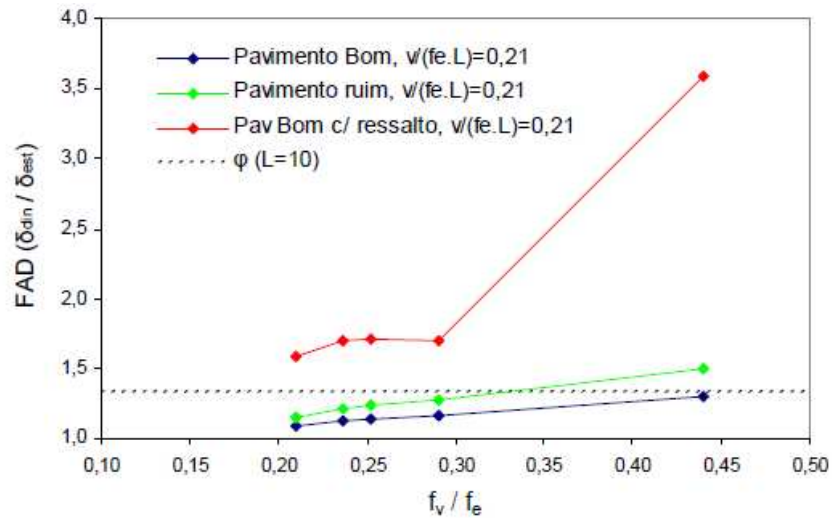


Figura 31, Efeito da qualidade do pavimento no fator de amplificação dinâmica (PFEIL, et. al., 2007).

Na figura 32 foram relacionados o FAD e o peso do veículo em uma ponte de dez metros fixando as demais variáveis e adotando velocidade de passagem dos veículos como 80km/h. Observa-se que esse valor se torna muito desfavorável em relação à norma para pavimentos com ressalto.

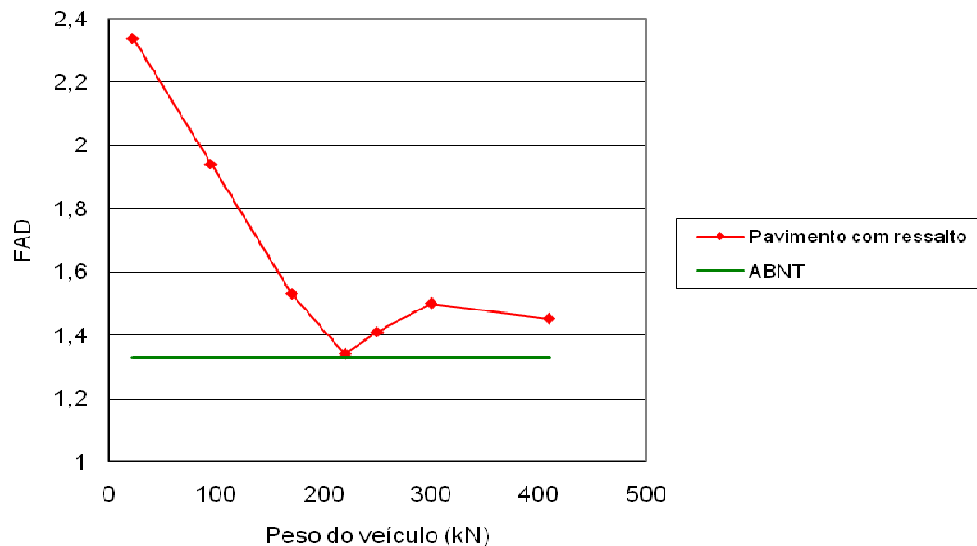


Figura 32, Fator de amplificação dinâmica em função do peso do veículo em ponte de 10m de vão (Adaptado de PFEIL, et. al., 2007).

Com a utilização dos coeficientes de impacto para pavimento com ressalto, podemos recalcular a vida útil da ponte. No anexo B, as tabelas 19, 20, 21, 22, 23 e 24 apresentam os cálculos para a vida útil à fadiga para os esforços de momento fletor para a ponte dimensionada para o TB-45 submetida ao tráfego de veículos reais com o coeficiente de impacto para pavimento com ressalto.

A tabela 7 apresenta o resumo dos resultados das tabelas do anexo B e o cálculo da vida útil para a Ponte 1 com pavimento com ressalto.

*Tabela 7 – Resumo de danos acumulados para ponte dimensionada para TB-45 com ressalto no pavimento.*

Resumo de danos acumulados	
Vida útil para momentos fletores em ponte com pavimento com ressalto	
Ponte 1	
Veículo	Dano
O2C	2,31E-08
O3C	1,25E-07
2C	4,13E-08
3C	1,55E-06
2S2	8,98E-09
2S3	1,74E-05
Dano Acumulado Total	1,92E-05
<b>Vida Útil (anos)</b>	<b>52.129</b>

Conforme os resultados apresentados na tabela 7, a vida útil para a ponte com pavimento com ressalto seria de cerca de 50 mil anos para o fluxo constante de 440.000 veículos por ano. Seguindo o mesmo procedimento do item anterior, utilizando a expressão 31 com  $VU=52.129$ , o valor esperado da vida útil à fadiga com acréscimo de fluxo de veículos anual é de cerca de 6,7 mil anos.

### 6.1.3 Vida Útil Considerando Corrosão da Armadura

Admite-se nesse item, além da má conservação do pavimento, uma perda de seção transversal decorrente de uma possível má conservação da estrutura verificada nos itens anteriores, será considerada nessa seção uma redução de 15% da área das armaduras principais, simulando o efeito da corrosão da armadura.

Com essa nova configuração, as novas propriedades da seção da viga serão:

$$A_{s\sup} = 0,85 \times 10,6 \text{ cm}^2 = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\inf} = 0,85 \times 78 \text{ cm}^2 = 65,5 \text{ cm}^2$$

$$x = 0,219 \text{ m}$$

$$J = 0,059 \text{ m}^4$$

Os novos resultados de vida útil para a ponte são apresentados nas tabelas 25, 26, 27, 28, 29 e 30 apresentadas no Anexo C.

A tabela 8 apresenta o resumo dos resultados e o cálculo da vida útil para a ponte com pavimento com ressalto e corrosão na armadura.

*Tabela 8 – Resumo de danos acumulados para ponte dimensionada para TB-45 com ressalto no pavimento e corrosão na armadura*

Resumo de danos acumulados	
Vida útil para momentos fletores em ponte com pavimento com ressalto e corrosão da armadura	
Ponte 1	
Veículo	Dano
O2C	9,76E-08
O3C	5,30E-07
2C	1,75E-07
3C	6,55E-06
2S2	3,80E-08
2S3	7,38E-05
Dano Acumulado Total	8,12E-05
<b>Vida Útil (anos)</b>	<b>12.318</b>

Conforme os resultados apresentados na tabela 8, a vida útil para a Ponte 1 com pavimento com ressalto e corrosão na armadura seria de cerca de 11,7 mil anos para o fluxo constante de 440.000 veículos por ano. Seguindo o mesmo procedimento do item anterior, utilizando a expressão 31 com VU=12.318, o valor esperado da vida útil à fadiga com acréscimo de fluxo de veículos anual é de 1.600 anos.

## 6.2 Ponte 2

No item anterior os resultados apontaram para uma vida útil de uma ponte biapoiada de vão dez metros de 1.525 anos, se esta for dimensionada para as atuais características de carregamentos móveis estabelecidas pela normatização brasileira. Há de se considerar, entretanto, que o atual veículo tipo TB-45 foi estabelecido no ano de 1984, o que representa as pontes projetadas no início da década de 1980 eram

dimensionadas para solicitações menores. O veículo tipo TB-36 então considerado no projeto de pontes, tinha um peso total de 360kN em vez de 450kN, contemplando entretanto a mesma carga de multidão de 5kPa.

Nessa seção serão refeitos os cálculos do item anterior para uma ponte de mesma geometria e com o carregamento do veículo tipo TB-36 e com a resistência característica à compressão do concreto de 20MPa, para representar um material mais adequado à tecnologia da época.

### 6.2.1 Vida Útil para o Espectro de Veículos

No anexo D, as tabelas 31, 32, 33, 34, 35 e 36 apresentam os cálculos para a vida útil à fadiga para os esforços de momento fletor para uma ponte dimensionada para TB-36 submetida ao tráfego de veículos reais com o coeficiente de impacto conforme recomendado por ABNT (2003).

A tabela 9 apresenta o resumo dos resultados das tabelas e o cálculo da vida útil para a ponte dimensionada para o veículo TB-36.

*Tabela 9 – Resumo de danos acumulados para ponte dimensionada para TB-36 com coeficiente de impacto conforme ABNT (2003).*

Resumo de danos acumulados	
Vida útil para momentos fletores com coeficiente de impacto segundo ABNT	
Ponte 2	
Veículo	Dano Anual
O2C	2,35E-08
O3C	1,18E-07
2C	2,94E-08
3C	1,47E-06
2S2	9,05E-09
2S3	1,88E-05
Dano Anual Acumulado Total	2,05E-05
<b>Vida Útil (anos)</b>	<b>48.848</b>

Conforme os resultados apresentados na tabela 9, a vida útil para a Ponte 2 sujeita ao fluxo de veículos considerado seria de cerca de 46,5 mil anos. Seguindo o mesmo procedimento dos itens anteriores, utilizando a expressão 32 com VU=48.848, o valor esperado da vida útil à fadiga com acréscimo de fluxo de veículos anual é de cerca de 6,2 mil anos.

### 6.2.2 Vida Útil para Ponte 2 com Ressalto

Com a utilização dos coeficientes de impacto para pavimento com ressalto, podemos recalcular a vida útil da ponte conforme apresentado nas tabelas 37, 38, 39, 40, 41 e 42 apresentadas no Anexo E.

*Tabela 10 – Resumo de danos acumulados para ponte dimensionada para TB-36 com ressalto no pavimento.*

Resumo de danos acumulados	
Vida útil para momentos fletores em ponte com pavimento com ressalto	
Ponte 2	
Veículo	Dano
O2C	5,08E-08
O3C	2,76E-07
2C	9,11E-08
3C	3,41E-06
2S2	1,98E-08
2S3	3,85E-05
Dano Acumulado Total	4,23E-05
<b>Vida Útil (anos)</b>	<b>23.640</b>

Conforme os resultados apresentados na tabela 10, a vida útil para a Ponte 2 com pavimento com ressalto seria de cerca de 36 mil anos. Seguindo o mesmo procedimento dos itens anteriores, utilizando a expressão 32 com  $VU=23.640$ , o valor esperado da vida útil à fadiga com acréscimo de fluxo de veículos anual é de cerca de 3 mil anos.

### 6.2.3 Vida Útil para Ponte 2 Considerando Corrosão da Armadura

Com a consideração de uma redução de 15% na seção das armaduras dimensionadas, teremos as seguintes propriedades da seção da viga:

$$A_{s\sup} = 0,85 \times 10,6 \text{ cm}^2 = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\inf} = 0,85 \times 70 \text{ cm}^2 = 59,5 \text{ cm}^2$$

$$x = 0,209 \text{ m}$$

$$J = 0,055 \text{ m}^4$$

Os novos resultados de vida útil para a ponte são apresentados no anexo F através das tabelas 43, 44, 45, 46, 47 e 48.



A tabela 11 apresenta o resumo dos resultados das tabelas e o cálculo da vida útil para a ponte com pavimento com ressalto e corrosão na armadura para a ponte dimensionada para veículo TB-36.

*Tabela 11 – Resumo de danos acumulados para ponte dimensionada para TB-36 com ressalto no pavimento e corrosão na armadura.*

Resumo de danos acumulados	
Vida útil para momentos fletores em ponte com pavimento com ressalto e corrosão da armadura	
Ponte 2	
Veículo	Dano
O2C	2,03E-07
O3C	1,10E-06
2C	3,64E-07
3C	1,36E-05
2S2	7,91E-08
2S3	1,61E-04
Dano Acumulado Total	1,77E-04
<b>Vida Útil (anos)</b>	<b>5.665</b>

Conforme os resultados apresentados na tabela 11, a vida útil para a Ponte 2 com pavimento com ressalto e corrosão da armadura seria de cerca de 5,6 mil anos. Seguindo o mesmo procedimento dos itens anteriores, utilizando a expressão 32 com  $VU=5.665$ , o valor esperado da vida útil à fadiga com acréscimo de fluxo de veículos anual é de cerca de 750 anos.

### 6.3 Considerações Finais

Os resultados de verificação da vida útil da ponte para os diversos cenários considerados são apresentados na tabela 12.

*Tabela 12 – Resumo de vidas-úteis para os casos estudados.*

Vida Útil à Fadiga (anos)		
Situação	Ponte 1	Ponte 2
Tráfego constante de 440.000 veículos/ano com impacto segundo ABNT(2003)	107.000	48.800
Aumento de 5% do tráfego ao ano com coeficiente de impacto segundo ABNT(2003)	13.800	6.200
Aumento de 5% do tráfego ao ano com pavimento com ressalto	6.700	3.000
Aumento de 5% do tráfego ao ano com pavimento com ressalto e corrosão de 15% da armadura	1.600	750

As pontes 1 e 2 foram dimensionadas no capítulo 5 em estado limite último para atender às solicitações dos veículos TB-45 e TB-36, respectivamente.

Esses valores não podem ser tomados como valores precisos de vida útil, uma vez que muitas simplificações foram feitas no cálculo. Destaca-se em particular a consideração de um ciclo de variação de tensões para cada passagem de veículo, o que representa a resposta quase-estática de uma ponte de vão curto (como analisado, igual a dez metros) para um veículo também curto, como por exemplo o de três eixos (3C). Já para os veículos longos poderá ocorrer mais de um ciclo de variação de tensões por passagem de veículo.

Pode-se concluir através da observação dos resultados da tabela 12 que o aumento progressivo do tráfego e a má conservação da rodovia reduzem bastante a vida útil à fadiga das estruturas das pontes. A consideração de um acréscimo anual de 5% de tráfego de veículos sobre a rodovia, limitada à sua capacidade de saturação, reduziu a vida útil em cerca de 87% em ambos os casos, reduzindo a vida útil da ponte 1 de cerca de 100 mil anos para cerca de 13 mil anos.

A influência na vida útil do fator de amplificação dinâmica, diretamente afetado pelas condições do pavimento, mostrou-se também muito grande. O cálculo executado para pavimentos com ressalto de 3cm na região da cabeceira de obra indicou uma redução de cerca de metade da vida útil da estrutura em relação aos cálculos com o coeficiente proposto pela norma brasileira.

Além da má conservação do pavimento, a má conservação da estrutura, representada nesse trabalho pela corrosão da armadura, conduziu a resultados extremamente consideráveis em relação à vida útil da estrutura à fadiga. Essa consideração alteraria também o estado limite último da viga, levando o coeficiente de segurança a valores menores do que os recomendados pela norma NBR 6118 utilizada para o dimensionamento. A ocorrência da corrosão associada a ressaltos no pavimento, em uma rodovia sujeita a acréscimo progressivo de fluxo de veículos, reduziu a sua vida útil a 1.600 anos, para o caso da ponte 1 e 750 anos para a ponte 2.

## **7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES**

### **7.1 Conclusões**

Nesse trabalho foram dimensionadas duas pontes de mesma geometria para os estados limite últimos. A Ponte 1 solicitada pelo TB-45 e com concreto de resistência característica à compressão de 25MPa e a Ponte 2 solicitada pelo TB-36 com concreto de  $f_{ck}$  20MPa. Foram feitas para a Ponte 1 as verificações à fadiga segundo a norma NBR 6118 para as armaduras de flexão e cisalhamento das vigas longarinas e para a compressão no concreto.

Verificou-se que os critérios de segurança à fadiga foram atendidos. Estes cálculos, entretanto, apontaram a fadiga nos estribos como a situação mais crítica. Isto decorre da hipótese de cálculo das tensões nas armaduras transversais de que a estrutura já se encontra em fissuração por ação do esforço cortante devido às cargas permanentes. A fadiga no concreto mostrou-se a situação menos crítica.

Os cálculos de danos à fadiga considerando o espectro de veículos reais foram efetuados para ambas as pontes somente nas armaduras longitudinais da viga.

Foram considerados dois critérios de volume de tráfego: um referente a medições do DNIT no ano 2000 e outro admitindo um acréscimo à taxa de 5% ao ano até a saturação da rodovia. Os cálculos de esforços foram efetuados por análise estática considerando os efeitos dinâmicos pela multiplicação do coeficiente de impacto recomendado pela ABNT (2003). Além disso, foram utilizados valores de fatores de amplificação dinâmica obtidos a partir de análise da interação veículo-estrutura considerando a presença de um ressalto de três cm na cabeceira de obra, pavimento bom e veículo de 25 toneladas em velocidade de 80 km/h. Finalmente admitiu-se a ocorrência de corrosão nas armaduras com perda de 15% de área de seção transversal.

Pôde-se concluir que o aumento progressivo do tráfego e a má conservação da rodovia reduzem bastante a vida útil à fadiga das estruturas das pontes. O cálculo dos danos para a ponte íntegra, volume normal de tráfego e pavimento sem ressalto conduziu a vidas úteis de aproximadamente 100 mil anos para a Ponte 1 e 50 mil anos para a Ponte 2. Na situação mais desfavorável, considerando ainda ressalto na cabeceira

da obra e corrosão da armadura, os valores da vida útil esperados foram de cerca de 1.600 anos para a Ponte 1 e 750 anos para a Ponte 2.

De acordo com os cálculos desse estudo, pode-se concluir que a substituição do veículo TB-36 pelo TB-45 acarretou em pequeno aumento da armadura necessária principal, (10% no caso analisado) mas fez com que a vida útil esperada da ponte fosse aumentada em mais de 50% em todos os casos considerados.

A verificação à fadiga na flexão de vigas de concreto armado de vãos pequenos segundo a ABNT mostrou-se segura, com resultados de vida útil esperada superiores a 750 anos em todos os casos considerados nesse trabalho.

## **7.2 Sugestões para Trabalhos Futuros**

Como sugestões para trabalhos futuros, podem ser citadas:

- Verificação da vida útil à fadiga de pontes de concreto armado considerando a estrutura das lajes do tabuleiro;
- Verificação da vida útil à fadiga de pontes de concreto armado com a utilização de dados típicos de conservação do pavimento e de corrosão das armaduras em rodovias brasileiras;
- Comparação entre os danos provocados por veículos reais trafegando com diferentes velocidades sobre a ponte;
- Comparação entre os efeitos da fadiga em pontes de concreto armado para diferentes vãos e configurações estruturais;
- Análise dos critérios normativos para a verificação da fadiga em armaduras de cisalhamento.

## 8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO, *LRFD Bridge design specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, USA, 2007.

ABCR (2012), *Associação Brasileira de Concessionárias de Rodovias*, ABCR, disponível em: <<http://www.abcr.org.br>>. Acesso em 28 jan. 2012, 15:37.

ABNT, *NBR-6118:2008 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Brasil, 2008.

ABNT, *NBR-7187:2003 –Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido, Procedimento*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Brasil, 2003.

ABNT, *NBR-8681:2003 – Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Brasil, 2003.

ABNT, *NBR-7188:1982 – Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Brasil, 1982.

AUTODESK, 2010 – *AutoCAD 2010*.

BARONI, Henriette Justina Manfredini, *Simulação da vida útil de fadiga do concreto em vigas de tabuleiro de pontes em função do fluxo de veículos pesados*, Tese de D.Sc., Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, Brasil, 2010.

BRANCO, C.M., FERNANDES, A.A., CASTRO, P.M.S.T., *Fadiga de Estruturas Soldadas*, Lisboa, Portugal, Editora Fundação Calouste Gulbenkian, 1999.

BOLOTIN, Vladimir.V., *Mechanics of Fatigue*, Estados Unidos, CRC Press, 1999.

CEB, *Fatigue Design Concepts*, Plenary Session, Session 4, Fatigue, Treviso, Comité Euro-international du Béton, 1987.

CEB, *Fatigue of Concrete Structures, State of the Art Report*, Bulletin d'Information nº 188, Lausanne, Comité Euro-international du Béton, 1988.

CONTRAN, *Resolução nº12*, Brasília, DF, 1998.

DICLELI, M., ALBHAISI, S.M., 2003, “Maximum length of integral bridges supported on steel H-Piles driven in sand”. *Structures Engineering International*, International Association for Bridge and Structural Engineering, v.21, n.2, pp. 144-150, Zurich, Switzerland, May, 2011.

DNIT, Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, *Quadro de fabricantes de veículos*. Diretoria de Operações Rodoviárias do DNER, Brasília, Brasil, 2001.

ESDEP (2000), *European Steel Design Education Programme*, ESDEP, disponível em: <<http://www.esdep.org>>. Acesso em 17 jan. 2012, 20:41.

EUROCODE, *EUROCODE 1 – Actions on structures*, European Comete for Standarization (CEN), 2009.

EUROCODE, *EUROCODE 2 – Design of concrete structures*, European Comete for Standarization (CEN), 2009.

LARANJEIRAS, A.C.R., “O Cálculo à Fadiga segundo a Norma Modelo” *CEB\_FIP 1990, Tema VII do Ciclo de Palestras para discussão da Norma Modelo CEB-FIP 1990*, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1991.

LIMA, J.M., BRITO, J., “Inspeção e Diagnóstico de Juntas de Dilatação em Obras de Arte Rodoviárias” *Revista Engenharia Civil*, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, v.28, n.5, pp. 59-72, Portugal, 2007

LUCHI, Lorenzo Augusto Ruschi, *Reavaliação do Trem-tipo à Luz das Cargas Reais nas Rodovias Brasileiras*, Tese de D.Sc., USP, São Paulo, SP, Brasil, 2006.

MATHCAD 14.0, PTC, 2007.

MERCEDES BENZ (2012), *Galeria de imagens*, Brasil, Mercedes Benz do Brasil Ltda., disponível em: <<http://www.mercedesbenz.com.br>>. Acesso em: 17 jan. 2012, 23:04:00.

MICROSOFT OFFICE EXCEL, MICROSOFT, 2007.

PFEIL, Michèle Schubert, MELO, Eduardo Souza, BATTISTA, Ronaldo Carvalho, “Efeitos dinâmicos de veículos em pontes rodoviárias”, In: *II Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas*, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, Outubro de 2007.

PFEIL, Walter. *Pontes em concreto armado*, Rio de Janeiro, Brasil, Livros Técnicos e Científicos Editora, 1979.

ROSSIGALI, Carlos Eduardo, *Estudos probabilísticos para modelos de cargas móveis em pontes rodoviárias no Brasil*, Dissertação de M.Sc., UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, Agosto de 2006.

SAP2000 14.1.0, *Structural Analysis Program*, CSI, 2009.

SCANIA (2012), *Especificações técnicas*, Brasil, Scania Latin America Ltda., disponível em: <<http://www.scania.com.br>>. Acesso em: 17 jan. 2012, 21:42:00.

SOARES, Rachel Wysard, *Estimativa de efeitos de variação de temperatura em pontes contínuas de concreto armado sem juntas de dilatação e com fundações em estacas de aço*, Projeto de Graduação, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2011.

SUSSEKIND, José Carlos, *Curso de concreto – Volume I – Concreto armado*, 2ª Edição, Rio de Janeiro, Brasil, Editora Globo, 1981.

TEPFERS, R., KUTTI, T. “Fatigue Strength of Plain, Ordinary and Lightweight Concrete. In: *ACI Journal*. Michigan, 1979.

TOLEDO, Raissa Laubenbacher Sampaio de, *Avaliação de vida útil à fadiga em ponte mista aço-concreto considerando o espectro de veículos reais*, Projeto de graduação, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2011.





## 9. ANEXOS

### 9.1 ANEXO A – Vida Útil da Ponte 1 para o Espectro de Veículos

*Tabela 13 – Danos devidos ao momento fletor em ponte dimensionada para TB-45 pelo veículo O2C com coeficiente de impacto recomendado por ABNT (2003)*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	impacto	Peso (kN)	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veículos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
O2C	98	1,33	22,3	29,1	4	0,093%	409,2	2,50E+21	1,64E-19
			66,9	87,2	11	1,305%	5742	1,27E+17	4,52E-14
			116	151,2	19	5,090%	22396	8,96E+14	2,50E-11
			150	195,5	25	0,260%	1144	8,87E+13	1,29E-11
			164	213,8	27	0,087%	382,8	3,97E+13	9,64E-12
			173	225,5	29	0,015%	66	2,46E+13	2,69E-12
			180	234,6	30	0,020%	88	1,72E+13	5,12E-12
			195	254,2	32	0,031%	136,4	8,36E+12	1,63E-11
			218	284,1	36	0,018%	79,2	3,06E+12	2,58E-11
			263	342,8	44	0,016%	70,4	5,66E+11	1,24E-10
			332	432,7	55	0,020%	88	6,95E+10	1,27E-09
			386	503,1	64	0,008%	35,2	1,79E+10	1,96E-09
			446	581,3	74	0,008%	35,2	4,88E+09	7,21E-09
									1,07E-08

*Tabela 14 – Danos devidos ao momento fletor em ponte dimensionada para TB-45 pelo veículo O3C com o coeficiente de impacto recomendado por ABNT (2003)*

Veiculo	M <sub>100</sub> (kNm)	impacto	Peso (kN)	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	= F*f (veiculos/ar	N (ciclos)	dano = n/N
O3C	129	1,33	22,3	38,3	5	0,011%	48,4	2,11E+20	2,30E-19
			66,9	114,8	15	0,313%	1377,2	1,07E+16	1,29E-13
			116	199,0	25	2,605%	11462	7,55E+13	1,52E-10
			158	271,1	34	1,627%	7158,8	4,68E+12	1,53E-09
			183	314,0	40	0,245%	1078	1,25E+12	8,64E-10
			198	339,7	43	0,175%	770	6,14E+11	1,25E-09
			207	355,1	45	0,032%	140,8	4,12E+11	3,42E-10
			217	372,3	47	0,191%	840,4	2,69E+11	3,12E-09
			229	392,9	50	0,050%	220	1,66E+11	1,33E-09
			263	451,2	57	0,237%	1042,8	4,77E+10	2,19E-08
			332	569,6	72	0,027%	118,8	5,86E+09	2,03E-08
			386	662,3	84	0,001%	4,4	1,51E+09	2,91E-09
			446	765,2	97	0,000%	0	4,11E+08	0,00E+00
									5,36E-08

*Tabela 15 – Danos devidos ao momento fletor em ponte dimensionada para TB-45 pelo veículo 2C com o coeficiente de impacto recomendado por ABNT (2003)*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	impacto	Peso (kN)	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	= F*f (veículos/ar)	N (ciclos)	dano = n/N
2C	147	1,33	22,3	43,6	6	7,790%	34276	6,50E+19	5,27E-16
			66,9	130,8	17	12,179%	53587,6	3,30E+15	1,62E-11
			116	226,8	29	2,526%	11114,4	2,33E+13	4,77E-10
			150	293,3	37	0,099%	435,6	2,31E+12	1,89E-10
			164	320,6	41	0,085%	374	1,03E+12	3,62E-10
			173	338,2	43	0,016%	70,4	6,39E+11	1,10E-10
			180	351,9	45	0,042%	184,8	4,47E+11	4,13E-10
			195	381,2	48	0,034%	149,6	2,17E+11	6,88E-10
			218	426,2	54	0,014%	61,6	7,97E+10	7,73E-10
			263	514,2	65	0,010%	44	1,47E+10	2,99E-09
			332	649,1	83	0,003%	13,2	1,81E+09	7,30E-09
			386	754,7	96	0,000%	0	4,66E+08	0,00E+00
			446	872,0	111	0,000%	0	1,27E+08	0,00E+00
									1,33E-08

*Tabela 16 – Danos devidos ao momento fletor em ponte dimensionada para TB-45 pelo veículo 3C com o coeficiente de impacto recomendado por ABNT (2003)*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	impacto	Peso (kN)	M (kNm)	$\Delta\sigma_1$ (MPa)	f (%)	= F*f (veículos/ar)	N (ciclos)	dano = n/N
3C	145	1,33	22,3	43,0	5	0,165%	726	7,35E+19	9,87E-18
			66,9	129,0	16	11,021%	48492,4	3,74E+15	1,30E-11
			116	223,7	28	9,044%	39793,6	2,64E+13	1,51E-09
			158	304,7	39	10,934%	48109,6	1,63E+12	2,94E-08
			190	366,4	47	6,907%	30390,8	3,11E+11	9,78E-08
			215	414,6	53	1,524%	6705,6	1,02E+11	6,56E-08
			229	441,6	56	0,314%	1381,6	5,79E+10	2,39E-08
			236	455,1	58	0,402%	1768,8	4,42E+10	4,01E-08
			256	493,7	63	0,319%	1403,6	2,12E+10	6,61E-08
			280	540,0	69	0,186%	818,4	9,48E+09	8,63E-08
			332	640,3	81	0,097%	426,8	2,05E+09	2,09E-07
			386	744,4	95	0,002%	8,8	5,27E+08	1,67E-08
			446	860,1	109	0,001%	4,4	1,44E+08	3,06E-08
									<b>6,67E-07</b>

Tabela 17 – Danos devidos ao momento fletor em ponte dimensionada para TB-45 pelo veículo 2S2 com o coeficiente de impacto recomendado por ABNT (2003)

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	impacto	Peso (kN)	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	= F*f (veículos/ar)	N (ciclos)	dano = n/N
2S2	89	1,33	22,3	26,4	3	0,005%	22	5,95E+21	3,70E-21
			66,9	79,2	10	0,111%	488,4	3,02E+17	1,62E-15
			116	137,3	17	2,948%	12971,2	2,13E+15	6,08E-12
			158	187,0	24	1,268%	5579,2	1,32E+14	4,22E-11
			190	224,9	29	0,696%	3062,4	2,51E+13	1,22E-10
			218	258,0	33	0,440%	1936	7,29E+12	2,65E-10
			263	311,3	40	0,330%	1452	1,35E+12	1,08E-09
			309	365,8	47	0,026%	114,4	3,16E+11	3,62E-10
			338	400,1	51	0,011%	48,4	1,41E+11	3,44E-10
			362	428,5	55	0,004%	17,6	7,60E+10	2,32E-10
			376	445,1	57	0,002%	8,8	5,40E+10	1,63E-10
			392	464,0	59	0,003%	13,2	3,71E+10	3,56E-10
			446	527,9	67	0,003%	13,2	1,16E+10	1,14E-09
									4.11E-09

Tabela 18 – Danos devidos ao momento fletor em ponte dimensionada para TB-45 pelo veículo 2S3 com o coeficiente de impacto recomendado por ABNT (2003)

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	impacto	Peso (kN)	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	= F*f (veículos/ar)	N (ciclos)	dano = n/N
2S3	110	1,33	22,3	32,6	4	0,000%	0	8,84E+20	0,00E+00
			66,9	97,9	12	0,037%	162,8	4,49E+16	3,63E-15
			116	169,7	22	1,250%	5500	3,17E+14	1,74E-11
			158	231,2	29	0,882%	3880,8	1,96E+13	1,98E-10
			190	278,0	35	0,798%	3511,2	3,73E+12	9,40E-10
			218	318,9	41	0,575%	2530	1,08E+12	2,33E-09
			263	384,8	49	2,644%	11633,6	2,00E+11	5,81E-08
			332	485,7	62	8,451%	37184,4	2,46E+10	1,51E-06
			386	564,7	72	1,519%	6683,6	6,33E+09	1,06E-06
			404	591,1	75	0,143%	629,2	4,20E+09	1,50E-07
			426	623,2	79	0,875%	3850	2,61E+09	1,48E-06
			463	677,4	86	0,451%	1984,4	1,23E+09	1,61E-06
			490	716,9	91	0,172%	756,8	7,40E+08	1,02E-06
			508	743,2	95	0,076%	334,4	5,35E+08	6,25E-07
			526	769,5	98	0,060%	264	3,91E+08	6,75E-07
			549	803,2	102	0,021%	92,4	2,66E+08	3,47E-07
									8,54E-06

## 9.2 ANEXO B – Vida Útil da Ponte 1 com Ressalto

Tabela 19 – Danos em ponte dimensionada para TB-45 pelo veículo O2C com ressalto no pavimento.

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	φ	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veiculos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
O2C	98	22,3	2,337	51,1	6	0,093%	409,2	1,56E+19	2,62E-17
		66,9	2,094	137,3	17	1,305%	5742	2,14E+15	2,68E-12
		116	1,825	207,5	26	5,090%	22396	5,19E+13	4,31E-10
		150	1,639	241,0	31	0,260%	1144	1,35E+13	8,47E-11
		164	1,563	251,2	32	0,087%	382,8	9,30E+12	4,12E-11
		173	1,519	257,5	33	0,015%	66	7,44E+12	8,87E-12
		180	1,492	263,2	33	0,020%	88	6,11E+12	1,44E-11
		195	1,435	274,2	35	0,031%	136,4	4,22E+12	3,23E-11
		218	1,348	287,9	37	0,018%	79,2	2,72E+12	2,91E-11
		263	1,433	369,4	47	0,016%	70,4	2,89E+11	2,44E-10
		332	1,485	483,3	61	0,020%	88	2,57E+10	3,42E-09
		386	1,461	552,6	70	0,008%	35,2	7,70E+09	4,57E-09
		446	1,434	626,6	80	0,008%	35,2	2,48E+09	1,42E-08
									2,31E-08

Tabela 20 – Danos em ponte dimensionada para TB-45 pelo veículo O3C com ressalto no pavimento.

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	φ	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veiculos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
O3C	129	22,3	2,337	67,2	9	0,011%	48,4	1,32E+18	3,68E-17
		66,9	2,094	180,7	23	0,313%	1377,2	1,80E+14	7,64E-12
		116	1,825	273,1	35	2,605%	11462	4,38E+12	2,62E-09
		158	1,596	325,2	41	1,627%	7158,8	9,09E+11	7,87E-09
		183	1,481	349,5	44	0,245%	1078	4,75E+11	2,27E-09
		198	1,424	363,6	46	0,175%	770	3,33E+11	2,31E-09
		207	1,389	371,0	47	0,032%	140,8	2,78E+11	5,07E-10
		217	1,351	378,3	48	0,191%	840,4	2,33E+11	3,60E-09
		229	1,361	402,1	51	0,050%	220	1,35E+11	1,63E-09
		263	1,433	486,3	62	0,237%	1042,8	2,43E+10	4,29E-08
		332	1,485	636,2	81	0,027%	118,8	2,17E+09	5,48E-08
		386	1,461	727,4	93	0,001%	4,4	6,49E+08	6,78E-09
		446	1,434	824,8	105	0,000%	0	2,09E+08	0,00E+00
1,25E-07									

*Tabela 21 – Danos em ponte dimensionada para TB-45 pelo veículo 2C com ressalto no pavimento.*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	φ	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veiculos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
2C	147	22,3	2,337	76,62318	10	7,790%	34276	4,06E+17	8,43E-14
		66,9	2,094	205,8922	26	12,179%	53587,6	5,56E+13	9,63E-10
		116	1,825	311,2331	40	2,526%	11114,4	1,35E+12	8,23E-09
		150	1,639	361,473	46	0,099%	435,6	3,51E+11	1,24E-09
		164	1,563	376,7598	48	0,085%	374	2,42E+11	1,55E-09
		173	1,519	386,1952	49	0,016%	70,4	1,94E+11	3,64E-10
		180	1,492	394,7832	50	0,042%	184,8	1,59E+11	1,16E-09
		195	1,435	411,3428	52	0,034%	149,6	1,10E+11	1,36E-09
		218	1,348	431,8519	55	0,014%	61,6	7,08E+10	8,70E-10
		263	1,433	554,1668	70	0,010%	44	7,51E+09	5,86E-09
		332	1,485	724,9612	92	0,003%	13,2	6,69E+08	1,97E-08
		386	1,461	828,949	105	0,000%	0	2,00E+08	0,00E+00
		446	1,434	939,9207	120	0,000%	0	6,46E+07	0,00E+00
									4,13343E-08

*Tabela 22 – Danos em ponte dimensionada para TB-45 pelo veículo 3C com ressalto no pavimento.*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	φ	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veiculos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
3C	145	22,3	2,337	75,58069	10	0,165%	726	4,60E+17	1,58E-15
		66,9	2,094	203,091	26	11,021%	48492,4	6,30E+13	7,70E-10
		116	1,825	306,9986	39	9,044%	39793,6	1,53E+12	2,61E-08
		158	1,596	365,552	47	10,934%	48109,6	3,17E+11	1,52E-07
		190	1,454	400,577	51	6,907%	30390,8	1,39E+11	2,18E-07
		215	1,359	423,6683	54	1,524%	6705,6	8,41E+10	7,97E-08
		229	1,361	451,9201	57	0,314%	1381,6	4,71E+10	2,94E-08
		236	1,377	471,3235	60	0,402%	1768,8	3,22E+10	5,49E-08
		256	1,421	527,401	67	0,319%	1403,6	1,17E+10	1,20E-07
		280	1,464	594,384	76	0,186%	818,4	4,00E+09	2,05E-07
		332	1,485	715,0978	91	0,097%	426,8	7,57E+08	5,64E-07
		386	1,461	817,6708	104	0,002%	8,8	2,26E+08	3,89E-08
		446	1,434	927,1326	118	0,001%	4,4	7,31E+07	6,02E-08
									1,55E-06

*Tabela 23 – Danos em ponte dimensionada para TB-45 pelo veículo 2S2 com ressalto no pavimento.*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	φ	M (kNm)	Δσ <sub>i</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veículos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
2S2	89	22,3	2,337	46,39091	6	0,005%	22	3,72E+19	5,92E-19
		66,9	2,094	124,6558	16	0,111%	488,4	5,09E+15	9,59E-14
		116	1,825	188,4336	24	2,948%	12971,2	1,24E+14	1,05E-10
		158	1,596	224,3733	29	1,268%	5579,2	2,57E+13	2,17E-10
		190	1,454	245,8714	31	0,696%	3062,4	1,13E+13	2,72E-10
		218	1,348	261,4614	33	0,440%	1936	6,48E+12	2,99E-10
		263	1,433	335,5159	43	0,330%	1452	6,87E+11	2,11E-09
		309	1,496	411,39	52	0,026%	114,4	1,10E+11	1,04E-09
		338	1,483	446,034	57	0,011%	48,4	5,30E+10	9,14E-10
		362	1,472	474,1904	60	0,004%	17,6	3,05E+10	5,77E-10
		376	1,465	490,3997	62	0,002%	8,8	2,26E+10	3,90E-10
		392	1,458	508,7305	65	0,003%	13,2	1,62E+10	8,14E-10
446	1,434	569,0676	72	0,003%	13,2	5,91E+09	2,23E-09		
									8,98E-09

*Tabela 24 – Danos em ponte dimensionada para TB-45 pelo veículo 2S3 com ressalto no pavimento.*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	φ	M (kNm)	Δσ <sub>i</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veículos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
2S3	110	22,3	2,337	57,33708	7	0,000%	0	5,52E+18	0,00E+00
		66,9	2,094	154,069	20	0,037%	162,8	7,56E+14	2,15E-13
		116	1,825	232,8955	30	1,250%	5500	1,84E+13	3,00E-10
		158	1,596	277,3153	35	0,882%	3880,8	3,81E+12	1,02E-09
		190	1,454	303,886	39	0,798%	3511,2	1,67E+12	2,10E-09
		218	1,348	323,1545	41	0,575%	2530	9,63E+11	2,63E-09
		263	1,433	414,6826	53	2,644%	11633,6	1,02E+11	1,14E-07
		332	1,485	542,488	69	8,451%	37184,4	9,09E+09	4,09E-06
		386	1,461	620,302	79	1,519%	6683,6	2,72E+09	2,46E-06
		404	1,453	645,592	82	0,143%	629,2	1,90E+09	3,31E-07
		426	1,443	676,062	86	0,875%	3850	1,25E+09	3,07E-06
		463	1,426	726,2155	92	0,451%	1984,4	6,59E+08	3,01E-06
		490	1,414	761,95	97	0,172%	756,8	4,27E+08	1,77E-06
		508	1,405	785,368	100	0,076%	334,4	3,26E+08	1,03E-06
		526	1,397	808,462	103	0,060%	264	2,51E+08	1,05E-06
		549	1,387	837,4995	107	0,021%	92,4	1,83E+08	5,06E-07
									1,74E-05

### 9.3 ANEXO C – Vida Útil da Ponte 1 com Ressalto e Corrosão da Armadura

Tabela 25 – Danos em ponte dimensionada para TB-45 pelo veículo O2C com ressalto no pavimento e corrosão na armadura.

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	φ	M (kNm)	Δσ <sub>i</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veículos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
O2C	98	22,3	2,337	51,1	8	0,093%	409,2	3,69E+18	1,11E-16
		66,9	2,094	137,3	20	1,305%	5742	5,06E+14	1,14E-11
		116	1,825	207,5	31	5,090%	22396	1,23E+13	1,83E-09
		150	1,639	241,0	36	0,260%	1144	3,19E+12	3,59E-10
		164	1,563	251,2	38	0,087%	382,8	2,20E+12	1,74E-10
		173	1,519	257,5	38	0,015%	66	1,76E+12	3,75E-11
		180	1,492	263,2	39	0,020%	88	1,44E+12	6,10E-11
		195	1,435	274,2	41	0,031%	136,4	9,97E+11	1,37E-10
		218	1,348	287,9	43	0,018%	79,2	6,43E+11	1,23E-10
		263	1,433	369,4	55	0,016%	70,4	6,82E+10	1,03E-09
		332	1,485	483,3	72	0,020%	88	6,08E+09	1,45E-08
		386	1,461	552,6	83	0,008%	35,2	1,82E+09	1,94E-08
		446	1,434	626,6	94	0,008%	35,2	5,87E+08	6,00E-08
								9,76E-08	

Tabela 26 – Danos em ponte dimensionada para TB-45 pelo veículo O3C com ressalto no pavimento e corrosão na armadura.

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	φ	M (kNm)	Δσ <sub>i</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veículos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
O3C	129	22,3	2,337	67,2	10	0,011%	48,4	3,11E+17	1,56E-16
		66,9	2,094	180,7	27	0,313%	1377,2	4,26E+13	3,23E-11
		116	1,825	273,1	41	2,605%	11462	1,03E+12	1,11E-08
		158	1,596	325,2	49	1,627%	7158,8	2,15E+11	3,33E-08
		183	1,481	349,5	52	0,245%	1078	1,12E+11	9,60E-09
		198	1,424	363,6	54	0,175%	770	7,87E+10	9,79E-09
		207	1,389	371,0	55	0,032%	140,8	6,56E+10	2,14E-09
		217	1,351	378,3	56	0,191%	840,4	5,51E+10	1,53E-08
		229	1,361	402,1	60	0,050%	220	3,19E+10	6,91E-09
		263	1,433	486,3	73	0,237%	1042,8	5,75E+09	1,81E-07
		332	1,485	636,2	95	0,027%	118,8	5,12E+08	2,32E-07
		386	1,461	727,4	109	0,001%	4,4	1,53E+08	2,87E-08
		446	1,434	824,8	123	0,000%	0	4,95E+07	0,00E+00
									5,30E-07

*Tabela 27 – Danos em ponte dimensionada para TB-45 pelo veículo 2C com ressalto no pavimento e corrosão na armadura.*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	$\phi$	M (kNm)	$\Delta\sigma_1$ (MPa)	f (%)	n = F*f (veículos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
2C	147	22,3	2,337	76,62318	11	7,790%	34276	9,60E+16	3,57E-13
		66,9	2,094	205,8922	31	12,179%	53587,6	1,31E+13	4,08E-09
		116	1,825	311,2331	46	2,526%	11114,4	3,19E+11	3,48E-08
		150	1,639	361,473	54	0,099%	435,6	8,30E+10	5,25E-09
		164	1,563	376,7598	56	0,085%	374	5,72E+10	6,54E-09
		173	1,519	386,1952	58	0,016%	70,4	4,58E+10	1,54E-09
		180	1,492	394,7832	59	0,042%	184,8	3,75E+10	4,92E-09
		195	1,435	411,3428	61	0,034%	149,6	2,59E+10	5,77E-09
		218	1,348	431,8519	64	0,014%	61,6	1,67E+10	3,68E-09
		263	1,433	554,1668	83	0,010%	44	1,77E+09	2,48E-08
		332	1,485	724,9612	108	0,003%	13,2	1,58E+08	8,35E-08
		386	1,461	828,949	124	0,000%	0	4,73E+07	0,00E+00
		446	1,434	939,9207	140	0,000%	0	1,53E+07	0,00E+00
									<b>1,74929E-07</b>

*Tabela 28 – Danos em ponte dimensionada para TB-45 pelo veículo 3C com ressalto no pavimento e corrosão na armadura.*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	$\phi$	M (kNm)	$\Delta\sigma_1$ (MPa)	f (%)	n = F*f (veículos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
3C	145	22,3	2,337	75,58069	11	0,165%	726	1,09E+17	6,68E-15
		66,9	2,094	203,091	30	11,021%	48492,4	1,49E+13	3,26E-09
		116	1,825	306,9986	46	9,044%	39793,6	3,61E+11	1,10E-07
		158	1,596	365,552	55	10,934%	48109,6	7,50E+10	6,41E-07
		190	1,454	400,577	60	6,907%	30390,8	3,29E+10	9,23E-07
		215	1,359	423,6683	63	1,524%	6705,6	1,99E+10	3,37E-07
		229	1,361	451,9201	67	0,314%	1381,6	1,11E+10	1,24E-07
		236	1,377	471,3235	70	0,402%	1768,8	7,62E+09	2,32E-07
		256	1,421	527,401	79	0,319%	1403,6	2,77E+09	5,07E-07
		280	1,464	594,384	89	0,186%	818,4	9,44E+08	8,67E-07
		332	1,485	715,0978	107	0,097%	426,8	1,79E+08	2,39E-06
		386	1,461	817,6708	122	0,002%	8,8	5,35E+07	1,64E-07
		446	1,434	927,1326	138	0,001%	4,4	1,73E+07	2,55E-07
									<b>6,55E-06</b>



*Tabela 29 – Danos em ponte dimensionada para TB-45 pelo veículo 2S2 com ressalto no pavimento e corrosão na armadura.*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	φ	M (kNm)	Δσ <sub>s</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veículos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
2S2	89	22,3	2,337	46,39091	7	0,005%	22	8,79E+18	2,50E-18
		66,9	2,094	124,6558	19	0,111%	488,4	1,20E+15	4,06E-13
		116	1,825	188,4336	28	2,948%	12971,2	2,92E+13	4,44E-10
		158	1,596	224,3733	34	1,268%	5579,2	6,07E+12	9,20E-10
		190	1,454	245,8714	37	0,696%	3062,4	2,66E+12	1,15E-09
		218	1,348	261,4614	39	0,440%	1936	1,53E+12	1,26E-09
		263	1,433	335,5159	50	0,330%	1452	1,62E+11	8,95E-09
		309	1,496	411,39	61	0,026%	114,4	2,59E+10	4,42E-09
		338	1,483	446,034	67	0,011%	48,4	1,25E+10	3,87E-09
		362	1,472	474,1904	71	0,004%	17,6	7,21E+09	2,44E-09
		376	1,465	490,3997	73	0,002%	8,8	5,33E+09	1,65E-09
		392	1,458	508,7305	76	0,003%	13,2	3,83E+09	3,45E-09
446	1,434	569,0676	85	0,003%	13,2	1,40E+09	9,45E-09		
									3,80E-08

*Tabela 30 – Danos em ponte dimensionada para TB-45 pelo veículo 2S3 com ressalto no pavimento e corrosão na armadura.*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	φ	M (kNm)	Δσ <sub>s</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veículos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
2S3	110	22,3	2,337	57,33708	9	0,000%	0	1,31E+18	0,00E+00
		66,9	2,094	154,069	23	0,037%	162,8	1,79E+14	9,11E-13
		116	1,825	232,8955	35	1,250%	5500	4,34E+12	1,27E-09
		158	1,596	277,3153	41	0,882%	3880,8	9,01E+11	4,31E-09
		190	1,454	303,886	45	0,798%	3511,2	3,96E+11	8,88E-09
		218	1,348	323,1545	48	0,575%	2530	2,27E+11	1,11E-08
		263	1,433	414,6826	62	2,644%	11633,6	2,41E+10	4,82E-07
		332	1,485	542,488	81	8,451%	37184,4	2,15E+09	1,73E-05
		386	1,461	620,302	93	1,519%	6683,6	6,43E+08	1,04E-05
		404	1,453	645,592	96	0,143%	629,2	4,49E+08	1,40E-06
		426	1,443	676,062	101	0,875%	3850	2,96E+08	1,30E-05
		463	1,426	726,2155	108	0,451%	1984,4	1,56E+08	1,28E-05
		490	1,414	761,95	114	0,172%	756,8	1,01E+08	7,49E-06
		508	1,405	785,368	117	0,076%	334,4	7,69E+07	4,35E-06
		526	1,397	808,462	121	0,060%	264	5,93E+07	4,46E-06
		549	1,387	837,4995	125	0,021%	92,4	4,31E+07	2,14E-06
									7,38E-05

## 9.4 ANEXO D – Vida Útil da Ponte 2 para o Espectro de Veículos

Tabela 31 – Danos devidos ao momento fletor em ponte dimensionada para TB-36 pelo veículo O2C com coeficiente de impacto recomendado por ABNT (2003)

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	impacto	Peso (kN)	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veiculos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
O2C	98	1,33	22,3	29,1	4	0,093%	409,2	1,13E+21	3,61E-19
			66,9	87,2	12	1,305%	5742	5,76E+16	9,97E-14
			116	151,2	21	5,090%	22396	4,06E+14	5,51E-11
			150	195,5	27	0,260%	1144	4,02E+13	2,85E-11
			164	213,8	30	0,087%	382,8	1,80E+13	2,13E-11
			173	225,5	31	0,015%	66	1,11E+13	5,93E-12
			180	234,6	33	0,020%	88	7,79E+12	1,13E-11
			195	254,2	35	0,031%	136,4	3,79E+12	3,60E-11
			218	284,1	39	0,018%	79,2	1,39E+12	5,70E-11
			263	342,8	48	0,016%	70,4	2,57E+11	2,74E-10
			332	432,7	60	0,020%	88	3,15E+10	2,79E-09
			386	503,1	70	0,008%	35,2	8,12E+09	4,33E-09
446	581,3	81	0,008%	35,2	2,21E+09	1,59E-08			
									2,35E-08

Tabela 32 – Danos devidos ao momento fletor em ponte dimensionada para TB-36 pelo veículo O3C com coeficiente de impacto recomendado por ABNT (2003)

Veiculo	M <sub>100</sub> (kNm)	impacto	Peso (kN)	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	= F*f (veiculos/ar	N (ciclos)	dano = n/N
O3C	129	1,33	22,3	38,3	5	0,011%	48,4	9,55E+19	5,07E-19
			66,9	114,8	16	0,313%	1377,2	4,85E+15	2,84E-13
			116	199,0	28	2,605%	11462	3,43E+13	3,35E-10
			158	271,1	38	1,627%	7158,8	2,12E+12	3,37E-09
			183	314,0	44	0,245%	1078	5,66E+11	1,90E-09
			198	339,7	47	0,175%	770	2,78E+11	2,76E-09
			207	355,1	49	0,032%	140,8	1,87E+11	7,54E-10
			217	372,3	52	0,191%	840,4	1,22E+11	6,88E-09
			229	392,9	55	0,050%	220	7,52E+10	2,93E-09
			263	451,2	63	0,237%	1042,8	2,16E+10	4,82E-08
			332	569,6	79	0,027%	118,8	2,66E+09	4,47E-08
			386	662,3	92	0,001%	4,4	6,85E+08	6,43E-09
			446	765,2	106	0,000%	0	1,87E+08	0,00E+00
									1,18E-07

*Tabela 33 – Danos devidos ao momento fletor em ponte dimensionada para TB-36 pelo veículo 2C com coeficiente de impacto recomendado por ABNT (2003)*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	impacto	Peso (kN)	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	= F*f (veículos/ar)	N (ciclos)	dano = n/N
2C	147	1,33	22,3	43,6	6	7,790%	34276	2,95E+19	1,16E-15
			66,9	130,8	18	12,179%	53587,6	1,50E+15	3,58E-11
			116	226,8	31	2,526%	11114,4	1,06E+13	1,05E-09
			150	293,3	41	0,099%	435,6	1,05E+12	4,17E-10
			164	320,6	45	0,085%	374	4,68E+11	7,98E-10
			173	338,2	47	0,016%	70,4	2,90E+11	2,43E-10
			180	351,9	49	0,042%	184,8	2,03E+11	9,12E-10
			195	381,2	53	0,034%	149,6	9,86E+10	1,52E-09
			218	426,2	59	0,014%	61,6	3,62E+10	1,70E-09
			263	514,2	71	0,010%	44	6,68E+09	6,59E-09
			332	649,1	90	0,003%	13,2	8,20E+08	1,61E-08
			386	754,7	105	0,000%	0	2,11E+08	0,00E+00
			446	872,0	121	0,000%	0	5,76E+07	0,00E+00
									2,94E-08

*Tabela 34 – Danos devidos ao momento fletor em ponte dimensionada para TB-36 pelo veículo 3C com coeficiente de impacto recomendado por ABNT (2003)*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	impacto	Peso (kN)	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	= F*f (veículos/ar)	N (ciclos)	dano = n/N
3C	145	1,33	22,3	43,0	6	0,165%	726	3,33E+19	2,18E-17
			66,9	129,0	18	11,021%	48492,4	1,69E+15	2,86E-11
			116	223,7	31	9,044%	39793,6	1,20E+13	3,33E-09
			158	304,7	42	10,934%	48109,6	7,41E+11	6,49E-08
			190	366,4	51	6,907%	30390,8	1,41E+11	2,16E-07
			215	414,6	58	1,524%	6705,6	4,63E+10	1,45E-07
			229	441,6	61	0,314%	1381,6	2,63E+10	5,26E-08
			236	455,1	63	0,402%	1768,8	2,00E+10	8,83E-08
			256	493,7	69	0,319%	1403,6	9,63E+09	1,46E-07
			280	540,0	75	0,186%	818,4	4,30E+09	1,90E-07
			332	640,3	89	0,097%	426,8	9,28E+08	4,60E-07
			386	744,4	103	0,002%	8,8	2,39E+08	3,68E-08
			446	860,1	119	0,001%	4,4	6,51E+07	6,76E-08
									1,47E-06

*Tabela 35 – Danos devidos ao momento fletor em ponte dimensionada para TB-36 pelo veículo 2S2 com coeficiente de impacto recomendado por ABNT (2003)*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	impacto	Peso (kN)	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	= F*f (veículos/ar)	N (ciclos)	dano = n/N
2S2	89	1,33	22,3	26,4	4	0,005%	22	2,70E+21	8,16E-21
			66,9	79,2	11	0,111%	488,4	1,37E+17	3,56E-15
			116	137,3	19	2,948%	12971,2	9,67E+14	1,34E-11
			158	187,0	26	1,268%	5579,2	5,99E+13	9,31E-11
			190	224,9	31	0,696%	3062,4	1,14E+13	2,69E-10
			218	258,0	36	0,440%	1936	3,31E+12	5,85E-10
			263	311,3	43	0,330%	1452	6,11E+11	2,38E-09
			309	365,8	51	0,026%	114,4	1,43E+11	7,99E-10
			338	400,1	56	0,011%	48,4	6,39E+10	7,58E-10
			362	428,5	60	0,004%	17,6	3,45E+10	5,11E-10
			376	445,1	62	0,002%	8,8	2,45E+10	3,59E-10
			392	464,0	64	0,003%	13,2	1,68E+10	7,84E-10
			446	527,9	73	0,003%	13,2	5,27E+09	2,51E-09
									9,05E-09

*Tabela 36 – Danos devidos ao momento fletor em ponte dimensionada para TB-36 pelo veículo 2S3 com coeficiente de impacto recomendado por ABNT (2003)*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	impacto	Peso (kN)	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	= F*f (veículos/ar)	N (ciclos)	dano = n/N
2S3	110	1,33	22,3	32,6	5	0,000%	0	4,01E+20	0,00E+00
			66,9	97,9	14	0,037%	162,8	2,04E+16	8,00E-15
			116	169,7	24	1,250%	5500	1,44E+14	3,83E-11
			158	231,2	32	0,882%	3880,8	8,91E+12	4,36E-10
			190	278,0	39	0,798%	3511,2	1,69E+12	2,07E-09
			218	318,9	44	0,575%	2530	4,91E+11	5,15E-09
			263	384,8	53	2,644%	11633,6	9,08E+10	1,28E-07
			332	485,7	67	8,451%	37184,4	1,12E+10	3,33E-06
			386	564,7	78	1,519%	6683,6	2,87E+09	2,33E-06
			404	591,1	82	0,143%	629,2	1,91E+09	3,30E-07
			426	623,2	87	0,875%	3850	1,18E+09	3,26E-06
			463	677,4	94	0,451%	1984,4	5,59E+08	3,55E-06
			490	716,9	100	0,172%	756,8	3,36E+08	2,26E-06
			508	743,2	103	0,076%	334,4	2,43E+08	1,38E-06
			526	769,5	107	0,060%	264	1,77E+08	1,49E-06
			549	803,2	112	0,021%	92,4	1,21E+08	7,66E-07
									1,88E-05

## 9.5 ANEXO E – Vida Útil da Ponte 2 com Ressalto

Tabela 37 – Danos em ponte dimensionada para TB-36 pelo veículo O2C com ressalto no pavimento.

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	φ	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veiculos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
O2C	98	22,3	2,337	51,1	7	0,093%	409,2	7,09E+18	5,78E-17
		66,9	2,094	137,3	19	1,305%	5742	9,70E+14	5,92E-12
		116	1,825	207,5	29	5,090%	22396	2,35E+13	9,51E-10
		150	1,639	241,0	33	0,260%	1144	6,12E+12	1,87E-10
		164	1,563	251,2	35	0,087%	382,8	4,22E+12	9,08E-11
		173	1,519	257,5	36	0,015%	66	3,38E+12	1,96E-11
		180	1,492	263,2	37	0,020%	88	2,77E+12	3,18E-11
		195	1,435	274,2	38	0,031%	136,4	1,91E+12	7,13E-11
		218	1,348	287,9	40	0,018%	79,2	1,23E+12	6,41E-11
		263	1,433	369,4	51	0,016%	70,4	1,31E+11	5,38E-10
		332	1,485	483,3	67	0,020%	88	1,17E+10	7,55E-09
		386	1,461	552,6	77	0,008%	35,2	3,49E+09	1,01E-08
		446	1,434	626,6	87	0,008%	35,2	1,13E+09	3,12E-08
									5,08E-08

Tabela 38 – Danos em ponte dimensionada para TB-36 pelo veículo O3C com ressalto no pavimento.

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	φ	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veiculos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
O3C	129	22,3	2,337	67,2	9	0,011%	48,4	5,97E+17	8,11E-17
		66,9	2,094	180,7	25	0,313%	1377,2	8,18E+13	1,68E-11
		116	1,825	273,1	38	2,605%	11462	1,98E+12	5,78E-09
		158	1,596	325,2	45	1,627%	7158,8	4,12E+11	1,74E-08
		183	1,481	349,5	49	0,245%	1078	2,16E+11	5,00E-09
		198	1,424	363,6	51	0,175%	770	1,51E+11	5,10E-09
		207	1,389	371,0	52	0,032%	140,8	1,26E+11	1,12E-09
		217	1,351	378,3	53	0,191%	840,4	1,06E+11	7,95E-09
		229	1,361	402,1	56	0,050%	220	6,11E+10	3,60E-09
		263	1,433	486,3	68	0,237%	1042,8	1,10E+10	9,45E-08
		332	1,485	636,2	88	0,027%	118,8	9,83E+08	1,21E-07
		386	1,461	727,4	101	0,001%	4,4	2,94E+08	1,50E-08
		446	1,434	824,8	115	0,000%	0	9,50E+07	0,00E+00
2,76E-07									

*Tabela 39 – Danos em ponte dimensionada para TB-36 pelo veículo 2C com ressalto no pavimento.*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	φ	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veiculos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
2C	147	22,3	2,337	76,62318	11	7,790%	34276	1,84E+17	1,86E-13
		66,9	2,094	205,8922	29	12,179%	53587,6	2,52E+13	2,12E-09
		116	1,825	311,2331	43	2,526%	11114,4	6,12E+11	1,82E-08
		150	1,639	361,473	50	0,099%	435,6	1,59E+11	2,74E-09
		164	1,563	376,7598	52	0,085%	374	1,10E+11	3,41E-09
		173	1,519	386,1952	54	0,016%	70,4	8,78E+10	8,02E-10
		180	1,492	394,7832	55	0,042%	184,8	7,20E+10	2,57E-09
		195	1,435	411,3428	57	0,034%	149,6	4,98E+10	3,01E-09
		218	1,348	431,8519	60	0,014%	61,6	3,21E+10	1,92E-09
		263	1,433	554,1668	77	0,010%	44	3,40E+09	1,29E-08
		332	1,485	724,9612	101	0,003%	13,2	3,03E+08	4,35E-08
		386	1,461	828,949	115	0,000%	0	9,08E+07	0,00E+00
446	1,434	939,9207	131	0,000%	0	2,93E+07	0,00E+00		
9,11493E-08									

*Tabela 40 – Danos em ponte dimensionada para TB-36 pelo veículo 3C com ressalto no pavimento.*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	φ	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veiculos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
3C	145	22,3	2,337	75,58069	10	0,165%	726	2,08E+17	3,48E-15
		66,9	2,094	203,091	28	11,021%	48492,4	2,85E+13	1,70E-09
		116	1,825	306,9986	43	9,044%	39793,6	6,93E+11	5,74E-08
		158	1,596	365,552	51	10,934%	48109,6	1,44E+11	3,34E-07
		190	1,454	400,577	56	6,907%	30390,8	6,32E+10	4,81E-07
		215	1,359	423,6683	59	1,524%	6705,6	3,82E+10	1,76E-07
		229	1,361	451,9201	63	0,314%	1381,6	2,13E+10	6,47E-08
		236	1,377	471,3235	65	0,402%	1768,8	1,46E+10	1,21E-07
		256	1,421	527,401	73	0,319%	1403,6	5,32E+09	2,64E-07
		280	1,464	594,384	83	0,186%	818,4	1,81E+09	4,52E-07
		332	1,485	715,0978	99	0,097%	426,8	3,43E+08	1,24E-06
		386	1,461	817,6708	114	0,002%	8,8	1,03E+08	8,57E-08
		446	1,434	927,1326	129	0,001%	4,4	3,32E+07	1,33E-07
									3,41E-06

*Tabela 41 – Danos em ponte dimensionada para TB-36 pelo veículo 2S2 com ressalto no pavimento.*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	φ	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veículos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
2S2	89	22,3	2,337	46,39091	6	0,005%	22	1,69E+19	1,30E-18
		66,9	2,094	124,6558	17	0,111%	488,4	2,31E+15	2,12E-13
		116	1,825	188,4336	26	2,948%	12971,2	5,60E+13	2,32E-10
		158	1,596	224,3733	31	1,268%	5579,2	1,16E+13	4,79E-10
		190	1,454	245,8714	34	0,696%	3062,4	5,11E+12	5,99E-10
		218	1,348	261,4614	36	0,440%	1936	2,94E+12	6,59E-10
		263	1,433	335,5159	47	0,330%	1452	3,11E+11	4,66E-09
		309	1,496	411,39	57	0,026%	114,4	4,97E+10	2,30E-09
		338	1,483	446,034	62	0,011%	48,4	2,40E+10	2,02E-09
		362	1,472	474,1904	66	0,004%	17,6	1,38E+10	1,27E-09
		376	1,465	490,3997	68	0,002%	8,8	1,02E+10	8,60E-10
		392	1,458	508,7305	71	0,003%	13,2	7,35E+09	1,80E-09
		446	1,434	569,0676	79	0,003%	13,2	2,68E+09	4,92E-09
									1,98E-08

*Tabela 42 – Danos em ponte dimensionada para TB-36 pelo veículo 2S3 com ressalto no pavimento.*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	φ	M (kNm)	Δσ <sub>i</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veículos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
2S3	110	22,3	2,337	57,33708	8	0,000%	0	2,51E+18	0,00E+00
		66,9	2,094	154,069	21	0,037%	162,8	3,43E+14	4,75E-13
		116	1,825	232,8955	32	1,250%	5500	8,32E+12	6,61E-10
		158	1,596	277,3153	39	0,882%	3880,8	1,73E+12	2,24E-09
		190	1,454	303,886	42	0,798%	3511,2	7,59E+11	4,62E-09
		218	1,348	323,1545	45	0,575%	2530	4,37E+11	5,79E-09
		263	1,433	414,6826	58	2,644%	11633,6	4,63E+10	2,51E-07
		332	1,485	542,488	75	8,451%	37184,4	4,12E+09	9,02E-06
		386	1,461	620,302	86	1,519%	6683,6	1,23E+09	5,42E-06
		404	1,453	645,592	90	0,143%	629,2	8,61E+08	7,31E-07
		426	1,443	676,062	94	0,875%	3850	5,69E+08	6,77E-06
		463	1,426	726,2155	101	0,451%	1984,4	2,99E+08	6,64E-06
		490	1,414	761,95	106	0,172%	756,8	1,94E+08	3,90E-06
		508	1,405	785,368	109	0,076%	334,4	1,48E+08	2,27E-06
		526	1,397	808,462	112	0,060%	264	1,14E+08	2,32E-06
		549	1,387	837,4995	116	0,021%	92,4	8,28E+07	1,12E-06
									3.85E-05

## 9.6 ANEXO F – Vida Útil da Ponte 2 com Ressalto e Corrosão da Armadura

*Tabela 43 – Danos em ponte dimensionada para TB-36 pelo veículo O2C com ressalto no pavimento e corrosão na armadura.*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	φ	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veículos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
O2C	98	22,3	2,337	51,1	8	0,093%	409,2	1,77E+18	2,31E-16
		66,9	2,094	137,3	22	1,305%	5742	2,43E+14	2,37E-11
		116	1,825	207,5	34	5,090%	22396	5,89E+12	3,80E-09
		150	1,639	241,0	39	0,260%	1144	1,53E+12	7,47E-10
		164	1,563	251,2	41	0,087%	382,8	1,06E+12	3,63E-10
		173	1,519	257,5	42	0,015%	66	8,45E+11	7,81E-11
		180	1,492	263,2	43	0,020%	88	6,93E+11	1,27E-10
		195	1,435	274,2	44	0,031%	136,4	4,79E+11	2,85E-10
		218	1,348	287,9	47	0,018%	79,2	3,09E+11	2,56E-10
		263	1,433	369,4	60	0,016%	70,4	3,27E+10	2,15E-09
		332	1,485	483,3	78	0,020%	88	2,92E+09	3,02E-08
		386	1,461	552,6	90	0,008%	35,2	8,73E+08	4,03E-08
		446	1,434	626,6	102	0,008%	35,2	2,82E+08	1,25E-07
									2,03E-07

*Tabela 44 – Danos em ponte dimensionada para TB-36 pelo veículo O3C com ressalto no pavimento e corrosão na armadura.*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	φ	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veículos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
O3C	129	22,3	2,337	67,2	11	0,011%	48,4	1,49E+17	3,24E-16
		66,9	2,094	180,7	29	0,313%	1377,2	2,05E+13	6,73E-11
		116	1,825	273,1	44	2,605%	11462	4,97E+11	2,31E-08
		158	1,596	325,2	53	1,627%	7158,8	1,03E+11	6,94E-08
		183	1,481	349,5	57	0,245%	1078	5,39E+10	2,00E-08
		198	1,424	363,6	59	0,175%	770	3,78E+10	2,04E-08
		207	1,389	371,0	60	0,032%	140,8	3,15E+10	4,47E-09
		217	1,351	378,3	61	0,191%	840,4	2,65E+10	3,18E-08
		229	1,361	402,1	65	0,050%	220	1,53E+10	1,44E-08
		263	1,433	486,3	79	0,237%	1042,8	2,76E+09	3,78E-07
		332	1,485	636,2	103	0,027%	118,8	2,46E+08	4,83E-07
		386	1,461	727,4	118	0,001%	4,4	7,36E+07	5,98E-08
		446	1,434	824,8	134	0,000%	0	2,38E+07	0,00E+00
									1,10E-06



*Tabela 45 – Danos em ponte dimensionada para TB-36 pelo veículo 2C com ressalto no pavimento e corrosão na armadura.*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	φ	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veiculos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
2C	147	22,3	2,337	76,62318	12	7,790%	34276	4,61E+16	7,43E-13
		66,9	2,094	205,8922	33	12,179%	53587,6	6,32E+12	8,49E-09
		116	1,825	311,2331	50	2,526%	11114,4	1,53E+11	7,25E-08
		150	1,639	361,473	59	0,099%	435,6	3,99E+10	1,09E-08
		164	1,563	376,7598	61	0,085%	374	2,75E+10	1,36E-08
		173	1,519	386,1952	63	0,016%	70,4	2,20E+10	3,20E-09
		180	1,492	394,7832	64	0,042%	184,8	1,80E+10	1,03E-08
		195	1,435	411,3428	67	0,034%	149,6	1,25E+10	1,20E-08
		218	1,348	431,8519	70	0,014%	61,6	8,04E+09	7,66E-09
		263	1,433	554,1668	90	0,010%	44	8,52E+08	5,16E-08
		332	1,485	724,9612	117	0,003%	13,2	7,59E+07	1,74E-07
		386	1,461	828,949	134	0,000%	0	2,27E+07	0,00E+00
446	1,434	939,9207	152	0,000%	0	7,33E+06	0,00E+00		
									3,64234E-07

*Tabela 46 – Danos em ponte dimensionada para TB-36 pelo veículo 3C com ressalto no pavimento e corrosão na armadura.*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	φ	M (kNm)	Δσ <sub>1</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veiculos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
3C	145	22,3	2,337	75,58069	12	0,165%	726	5,22E+16	1,39E-14
		66,9	2,094	203,091	33	11,021%	48492,4	7,14E+12	6,79E-09
		116	1,825	306,9986	50	9,044%	39793,6	1,73E+11	2,30E-07
		158	1,596	365,552	59	10,934%	48109,6	3,60E+10	1,34E-06
		190	1,454	400,577	65	6,907%	30390,8	1,58E+10	1,92E-06
		215	1,359	423,6683	69	1,524%	6705,6	9,55E+09	7,02E-07
		229	1,361	451,9201	73	0,314%	1381,6	5,34E+09	2,59E-07
		236	1,377	471,3235	76	0,402%	1768,8	3,66E+09	4,84E-07
		256	1,421	527,401	85	0,319%	1403,6	1,33E+09	1,06E-06
		280	1,464	594,384	96	0,186%	818,4	4,53E+08	1,80E-06
		332	1,485	715,0978	116	0,097%	426,8	8,59E+07	4,97E-06
		386	1,461	817,6708	132	0,002%	8,8	2,57E+07	3,42E-07
		446	1,434	927,1326	150	0,001%	4,4	8,30E+06	5,30E-07
								1,36E-05	

*Tabela 47 – Danos em ponte dimensionada para TB-36 pelo veículo 2S2 com ressalto no pavimento e corrosão na armadura.*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	φ	M (kNm)	Δσ <sub>r</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veículos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
2S2	89	22,3	2,337	46,39091	8	0,005%	22	4,22E+18	5,21E-18
		66,9	2,094	124,6558	20	0,111%	488,4	5,78E+14	8,45E-13
		116	1,825	188,4336	31	2,948%	12971,2	1,40E+13	9,25E-10
		158	1,596	224,3733	36	1,268%	5579,2	2,91E+12	1,91E-09
		190	1,454	245,8714	40	0,696%	3062,4	1,28E+12	2,39E-09
		218	1,348	261,4614	42	0,440%	1936	7,35E+11	2,63E-09
		263	1,433	335,5159	54	0,330%	1452	7,79E+10	1,86E-08
		309	1,496	411,39	67	0,026%	114,4	1,24E+10	9,20E-09
		338	1,483	446,034	72	0,011%	48,4	6,01E+09	8,05E-09
		362	1,472	474,1904	77	0,004%	17,6	3,46E+09	5,08E-09
		376	1,465	490,3997	79	0,002%	8,8	2,56E+09	3,44E-09
		392	1,458	508,7305	82	0,003%	13,2	1,84E+09	7,17E-09
		446	1,434	569,0676	92	0,003%	13,2	6,71E+08	1,97E-08
									<b>7,91E-08</b>

*Tabela 48 – Danos em ponte dimensionada para TB-36 pelo veículo 2S3 com ressalto no pavimento e corrosão na armadura.*

Veículo	M <sub>100</sub> (kNm)	Peso (kN)	φ	M (kNm)	Δσ <sub>r</sub> (MPa)	f (%)	n = F*f (veículos/ano)	N (ciclos)	dano = n/N
2S3	110	22,3	2,337	57,33708	9	0,000%	0	5,98E+17	0,00E+00
		66,9	2,094	154,069	25	0,037%	162,8	8,19E+13	1,99E-12
		116	1,825	232,8955	38	1,250%	5500	1,99E+12	2,77E-09
		158	1,596	277,3153	45	0,882%	3880,8	4,13E+11	9,40E-09
		190	1,454	303,886	49	0,798%	3511,2	1,81E+11	1,94E-08
		218	1,348	323,1545	52	0,575%	2530	1,04E+11	2,43E-08
		263	1,433	414,6826	67	2,644%	11633,6	1,10E+10	1,05E-06
		332	1,485	542,488	88	8,451%	37184,4	9,84E+08	3,78E-05
		386	1,461	620,302	100	1,519%	6683,6	2,95E+08	2,27E-05
		404	1,453	645,592	105	0,143%	629,2	2,06E+08	3,06E-06
		426	1,443	676,062	110	0,875%	3850	1,36E+08	2,84E-05
		463	1,426	726,2155	118	0,451%	1984,4	7,13E+07	2,78E-05
		490	1,414	761,95	123	0,172%	756,8	4,63E+07	1,64E-05
		508	1,405	785,368	127	0,076%	334,4	3,52E+07	9,49E-06
		526	1,397	808,462	131	0,060%	264	2,71E+07	9,73E-06
		549	1,387	837,4995	136	0,021%	92,4	1,98E+07	4,68E-06
									1,61E-04